

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Progettazione e riabilitazione
Sismica delle Strutture

Modulo 2: Riabilitazione strutturale in zona sismica

RIABILITAZIONE SISMICA COSTRUZIONI
ESISTENTI IN MURATURA

Prof. Ing. Natalino Gattesco

INTRODUZIONE

Gli edifici esistenti si distinguono da quelli di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- **il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione**
- **Il progetto può contenere difetti di impostazione progettuale e di realizzazione non immediatamente visibili**
- **Spesso l'esecuzione dell'opera non è preceduta da una fase di progettazione degli elementi strutturali (edilizia spontanea)**
- **Tali edifici possono essere stati soggetti a terremoti passati e ad altre azioni accidentali che non sono manifesti.**

INTRODUZIONE

Nella definizione dei modelli strutturali si deve tener conto che:

- La geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.
- La conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali dipende solo dalla omogeneità dei materiali stessi nell'opera e dal livello di approfondimento delle indagini e loro affidabilità.
- I carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici nuovi.

CONFIDENZA E ANALISI

E' quindi necessario utilizzare adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza e metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile.

Negli edifici esistenti le situazioni riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche e dettagliate per tutti i casi.

Quanto contenuto nelle norme riguardanti gli edifici esistenti costituisce un riferimento generale che può essere integrato, in casi particolari, da valutazioni specifiche ed anche alternative da parte del progettista.

Comunque, anche in questi casi particolari, il progettista non è esonerato dal far precedere alla progettazione una sufficiente conoscenza dell'oggetto su cui va a operare.

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU (*in genere SLV*) (*per CU IV necessarie anche verifiche SLE*).

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorre anche una sola delle seguenti situazioni:

- **Riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a**
 - **azioni ambientali (*sisma, vento, neve e temperatura*),**
 - **significativo degrado delle caratteristiche meccaniche dei materiali**
 - **azioni eccezionali (*urti, incendi, esplosioni*)**
 - **situazioni di funzionamento ed uso anomalo**
 - **deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno.**

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorre anche una sola delle seguenti situazioni:

- **Provati gravi errori di progetto o di costruzione**
- **Cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione**
- **Interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.**
- **Quando si eseguano interventi strutturali (*adeguam, miglior., ripar.*)**
- **Opere realizzate in assenza di concessione o in difformità alle norme vigenti.**

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Se le circostanze sopraccitate riguardano porzioni limitate della costruzione, la valutazione può essere limitata agli elementi interessati ed a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- **L'uso della costruzione possa continuare senza interventi**
- **L'uso debba essere modificato (*declassamento, cambio di destinazione, imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso*)**
- **sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.**

La valutazione della sicurezza è necessaria ogni volta che si eseguono interventi strutturali e si dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. Si definiscono i seguenti parametri

ζ_E **Rapporto tra l'azione sismica sopportabile dalla struttura e l'azione sismica che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione espresso in termini di accelerazione al piede.**

$\zeta_{v,i}$ **Rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale sopportabile dall'i-esima parte della costruzione ed il valore del sovraccarico verticale che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.**

Devono essere previste restrizioni nell'uso quando risultano parti che non sopportano le azioni verticali di progetto.

L'inadeguatezza nei confronti delle azioni sismiche richiede la programmazione dell'intervento (*gravità, pubblica incolumità, risorse*).

CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **Interventi di adeguamento** (*atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti al §8.4.3 delle NTC 2018*)
- **Interventi di miglioramento** (*atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti al §8.4.3 delle NTC 2018*)
- **Interventi di riparazioni o locali che interessano elementi isolati** (*che comunque non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti*)

Per gli edifici di interesse storico è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento (D.P.C.M. 09.02.2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. del 14.01.2008)

ADEGUAMENTO SISMICO

E' obbligatorio eseguire valutazioni di sicurezza sismica e di effettuare interventi di adeguamento a chiunque intenda:

- a. *Sopraelevare la costruzione*
- b. *Ampliare l'edificio mediante opere ad esso strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta*
- c. *Apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%*
- d. *Effettuare interventi strutturali che portano ad un organismo edilizio diverso dal precedente*
- e. *Apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV*

Nei casi c) ed e) si può assumere per l'indice di sicurezza sismica un valore $\zeta_E^a \geq 0.8$, per gli altri casi deve essere $\zeta_E^a \geq 1.0$

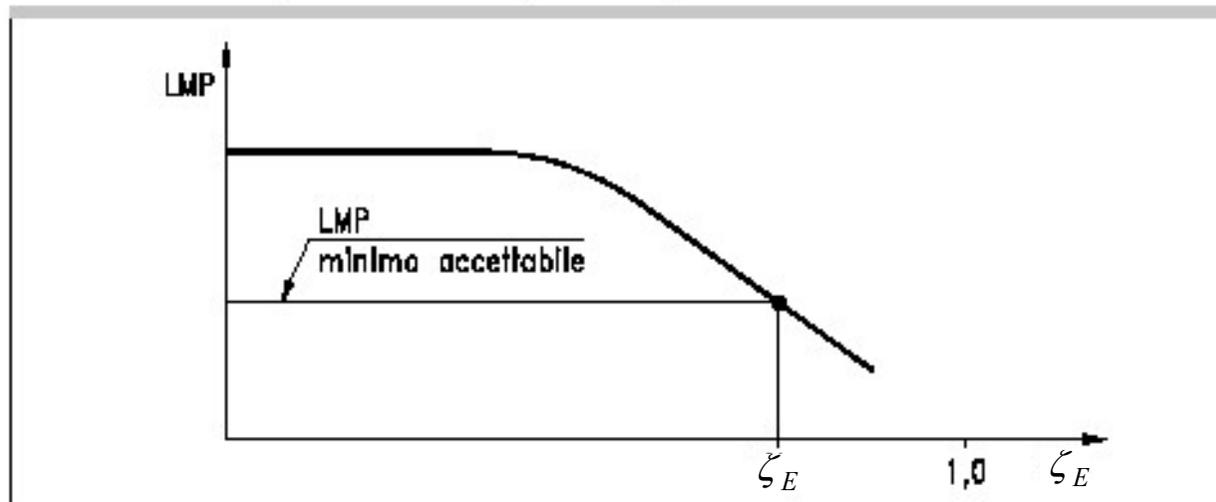
Indice di sicurezza sismica $\zeta_E = \frac{PGA_R}{PGA_D}$ Resistenza in termini di accelerazione
Domanda in termini di accelerazione

EDIFICI DI IMPORTANZA ARTISTICA

E' consentito derogare dall'obbligo dell'adeguamento, qualora ciò comporti l'esecuzione di opere incompatibili con le esigenze di tutela e conservazione del bene culturale

In tal caso, comunque, è richiesto di calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

LMP Livello delle prestazioni raggiunte dal monumento tenendo conto dell'integrità architettonica, della reversibilità e della durabilità dell'intervento strutturale scelto. (Si possono avere valori più alti del coefficiente ζ_E in pesanti interventi che risultano però inaccettabili dal punto di vista delle prestazioni)



INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Quando non è obbligatorio l'adeguamento si può procedere con interventi di miglioramento, quando coinvolgono l'intera struttura.

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento devono essere estesi all'intera struttura e alle singoli parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento

Per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV, l'indice di sicurezza sismica dovrà essere

$$\zeta_E^m \geq 0.6$$

Per le altre costruzioni di classe III e per quelle di classe II, l'indice di sicurezza sismica dovrà essere incrementato

$$\zeta_E^m \geq \zeta_E^o + 0.1$$

RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Quando gli interventi riguardano singole parti della struttura si può procedere a interventi di tipo locale, purché essi non comportino il cambiamento del comportamento globale della costruzione.

In generale sono interventi mirati a:

- a. Ripristinare le caratteristiche iniziali di parti danneggiate*
- b. Migliorare le caratteristiche di resistenza e/o duttilità di elementi*
- c. Impedire la formazione di meccanismi locali*
- d. Modificare un elemento o una porzione limitata della struttura*

Il progetto e la valutazione della sicurezza possono essere riferiti alle sole parti o elementi interessati, dimostrando che non si producono modifiche sostanziali al comportamento dell'intera struttura e che gli interventi non comportano una riduzione della sicurezza preesistente

CONOSCENZA DELL'OGGETTO

Per procedere ad un'analisi adeguata dell'edificio oggetto della verifica è indispensabile la sua conoscenza, che può essere ottenuta con diversi livelli di approfondimento.

Innanzitutto è necessario eseguire una ricerca storica per ricostruire la storia dell'edificio dalla costruzione ad oggi considerando le seguenti fonti di informazione

- *documenti di progetto*
- *eventuale documentazione di progettazione o di altro tipo, riguardanti interventi successivi alla costruzione od eventi particolari (bellici, sismici)*

Sono quindi necessarie indagini di vario tipo, che costituiranno la base di partenza per le fasi di diagnostica e di progetto.

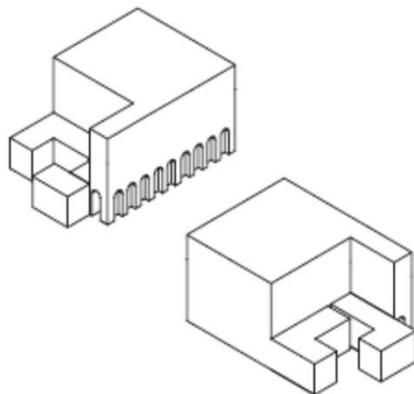
- *Rilievo geometrico*
- *Rilievo dei dettagli costruttivi*
- *Prove in-situ e in laboratorio riguardanti i materiali*

RICERCA STORICA

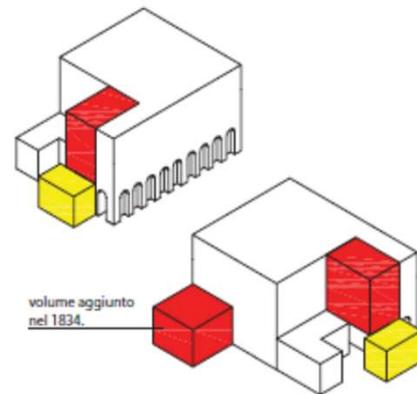
E' necessaria una ricerca storica per risalire all'organismo originale e poter disporre di tutte le variazioni successive dovute a ristrutturazioni, parziali ricostruzioni, ampliamenti, ecc.

Tali informazioni consentono anche di ricostruire l'eventuale disomogeneità di materiali impiegati nei vari interventi

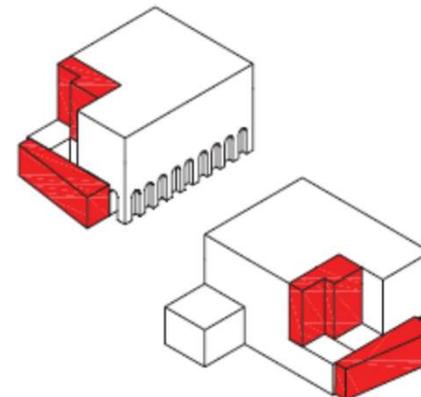
■ Demolizioni
■ Costruzioni



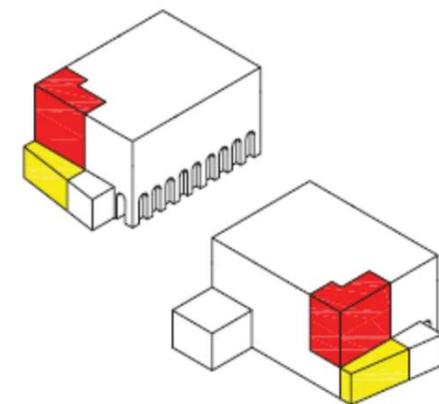
Schema volum. XVIII sec.



Schema volum. 1959-1960



Schema volum. 1972



Schema volum. 1980

INFORMAZIONI DIMENSIONALI

Rilievo geometrico

Rilievo in-situ delle dimensioni effettive delle parti strutturali, dei pesi propri delle stesse, dell'organizzazione dei solai di piano e di copertura, nonché della tipologia delle fondazioni.

E' importante individuare la presenza di cavità, nicchie, canne fumarie all'interno della muratura, in quanto interrompono la continuità.

I risultati del rilievo vanno dettagliatamente rappresentati in forma grafica (*piante, prospetti, sezioni, particolari*).

Rilievo dell'eventuale quadro fessurativo, indicando chiaramente la tipologia di fessura (*distacco, rotazione, scorrimento, spost. fuori piano*)

Rilievo dell'eventuale presenza di deformazioni permanenti (*fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni delle volte*)

Queste informazioni devono essere adeguate affinché durante la fase di diagnostica sia possibile risalire all'origine dei difetti riscontrati

SOLAI

SOLAI DEL PIANO TERRA



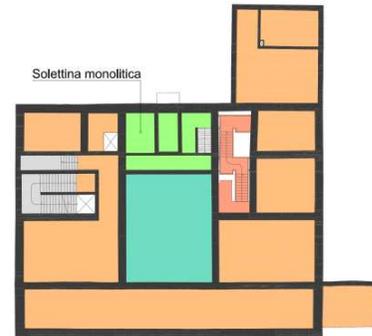
SOLAI DEL PIANO AMMEZZATO



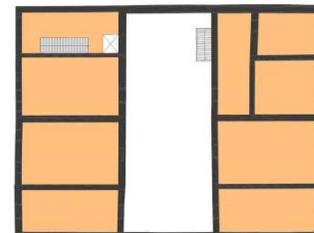
LEGENDA STRUTTURE DI ELEVAZIONE INCLINATE

- Scala in calcestruzzo armato supportate dalle murature di perimetro
- Scala con struttura di contorno in profilati metallici a doppio T con interposta soletta in calcestruzzo
- Scala in pietra

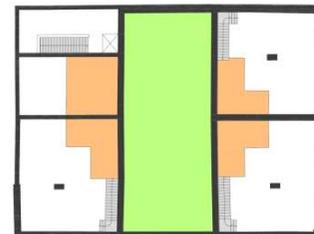
SOLAI DEL PIANO NOBILE



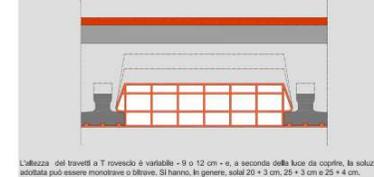
SOLAI DEL PIANO SOFFITTE



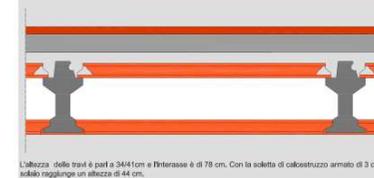
SOLAI DEL PIANO SOPPALCHI



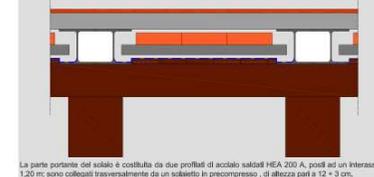
Tipologia S01
Solaio con travetti prefabbricati in c.a.p. con interposto laterizio



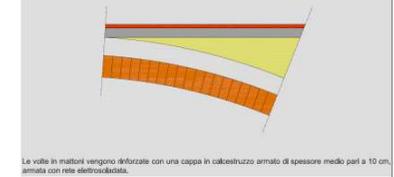
Tipologia S02
Solaio Varese



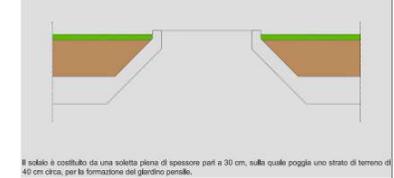
Tipologia S03
Solaio di profilati d'acciaio con solaio in latero-cemento



Tipologia S04
Volte rinforzate con cappa in calcestruzzo armato



Tipologia S05
Solaio di calcestruzzo armato



LEGENDA DEI MATERIALI DEI NUOVI SOLAI

- Elementi di alleggerimento in laterizio
- Elementi in legno non portanti
- Getto in calcestruzzo armato
- Giardino
- Mattoni
- Pavimento
- Profilati di acciaio
- Protezione con nylon e carta catramata
- Riempimento
- Sottofondo
- Terreno
- Travetti in c.a.p.

INFORMAZIONI SUI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- *Qualità del collegamento fra pareti ortogonali*
- *Qualità del collegamento tra pareti e solai ed eventuale presenza di cordoli di piano*
- *Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture*
- *Presenza di elementi strutturali spingenti ed eventuali elementi atti ad eliminare la spinta*
- *Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità*
- *Tipologia e qualità della muratura (a un paramento, a due paramenti, con o senza collegamenti trasversali), eseguita in pietra o mattoni*

INDAGINI SUI MATERIALI

Materiali

Per risalire alle caratteristiche dei materiali che compongono la struttura è necessario eseguire indagini sperimentali con diversi metodi

- *Rilievo tessitura muraria in superficie ed in sezione (mediante prelievo di carote o mediante prove endoscopiche)*
- *Prelievo di campioni per prove in laboratorio, sui materiali componenti (malta, pietre e/o mattoni) e sulla muratura (pannello soggetto a prova di compressione diagonale o combinata di compressione e taglio)*
- *Prove in-situ con doppio martinetto piatto per resistenza a compressione e modulo elastico longitudinale*

In combinazione si possono utilizzare prove non distruttive quali:

- *Prove soniche*
- *Impulsi radar*
- *Indagini termografiche*

SPECIFICHE INDAGINI SUI MATERIALI

Valutazione della qualità muraria (*verifica rispetto regola d'arte*).

L'esame della qualità muraria è fondamentale per stabilire se la muratura in esame è idonea a sopportare le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto

E' molto importante verificare la presenza o meno di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti (*es. diatoni*), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la regolarità dei giunti, la qualità e la consistenza della malta.

Se esiste una chiara corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi è possibile, in sostituzione delle prove sperimentali, utilizzare i risultati di prove eseguite su altri edifici della zona.

LIVELLI DI CONOSCENZA

Al fine della scelta del tipo di analisi e dei fattori di confidenza vengono definiti tre livelli di conoscenza

- *LC1 – Conoscenza limitata*
- *LC2 – Conoscenza Adeguata*
- *LC3 – Conoscenza Accurata*

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- *Geometria (rilievo strutturale, dissesti, fessurazioni, ecc.)*
- *Dettagli costruttivi (organizzazione strutturale)*
- *Proprietà dei materiali (resistenze meccaniche, fisiche)*

Maggiore conoscenza → maggiore confidenza

LIVELLI DI CONOSCENZA

Livello di conosc.	Geometria	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Fatt. di Confid.
LC1	Rilievo completo (tutti elementi strutturali, piano per piano, delle volte, rilievo andamento e valutazione accurata rigidità solai; valutazione dei carichi di gravità, rilievo fessure e dissesti)	Verif. in-situ limitate (scrost. intonaco, saggio murature in superficie e nello spessore e verifica collegamenti tra pareti a campione; in assenza di rilievo diretto assumere nelle verifiche le ipotesi più cautelative)	Indag. in-situ limitate (Si basano su esami visivi e su dati di letteratura. Esami visivi tessitura almeno uno per tipo. Verifica attraverso saggi localizzati della connessione interna trasversale delle murature. No prove sperim.)	1.35
LC2	Rilievo completo	Verif. in-situ estese ed esaustive (scrost. intonaco, saggio murature in superficie e nello spessore e verifica collegamenti tra pareti estese a tutto l'edificio)	Indag. in-situ estese (Oltre agli esami visivi di cui alle indagini limitate è richiesta almeno una prova sperimentale su ciascun tipo di muratura presente con doppio martinetto piatto)	1.20
LC3	Rilievo completo	Verif. in-situ estese ed esaustive	Indag. in-situ esaust. (Oltre agli esami visivi di cui alle indagini limitate sono richieste prove sperimentali su ciascun tipo di muratura per la misura delle caratteristiche meccaniche della muratura. Prove di compressione diagonale, prove combinate.)	1.00

PARAMETRI MECCANICI MATERIALI

Per i diversi livelli di conoscenza si assumono i parametri meccanici

Livello di conoscenza	Resistenze	Moduli elastici
LC1	Valori minimi degli intervalli riportati nella Tab. C8.5.I (Circ. 7/2019) per la tipologia muraria in consideraz.	Valori minimi degli intervalli riportati nella Tab. C8.5.I (Circ. 7/2019) per la tipologia muraria in consideraz.
LC2	Valori medi degli intervalli riportati nella Tab. C8.5.I (Circ. 7/2019) per la tipologia muraria in consideraz.	Valori medi degli intervalli riportati nella Tab. C8.5.I (Circ. 7/2019) per la tipologia muraria in consideraz.
LC3	<p>Se sono disponibili 3 valori speriment. media dei risultati delle prove</p> <p>Se si dispone di un valore speriment. Se compreso nell'intervallo di Tab. C8.5.I (Circ. 7/2019) o superiore: valore medio; se minore: valore sperimentale.</p>	Il minore fra la media dei valori degli intervalli riportati nella C8.5.I (Circ. 7/2019) per la tipologia muraria in considerazione e la media dei valori sperimentali

I valori di calcolo da utilizzare per calcolare la capacità degli elementi si ottengono dividendo questi valori per il Fatt. di Confidenza e per il coefficiente di sicurezza parziale γ_m come per edifici nuovi

PARAMETRI MECCANICI MATERIALI

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	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(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 squadrati	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.

COEFFICIENTI CORRETTIVI MATERIALI

Tabella C8.5.II -Coefficients correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

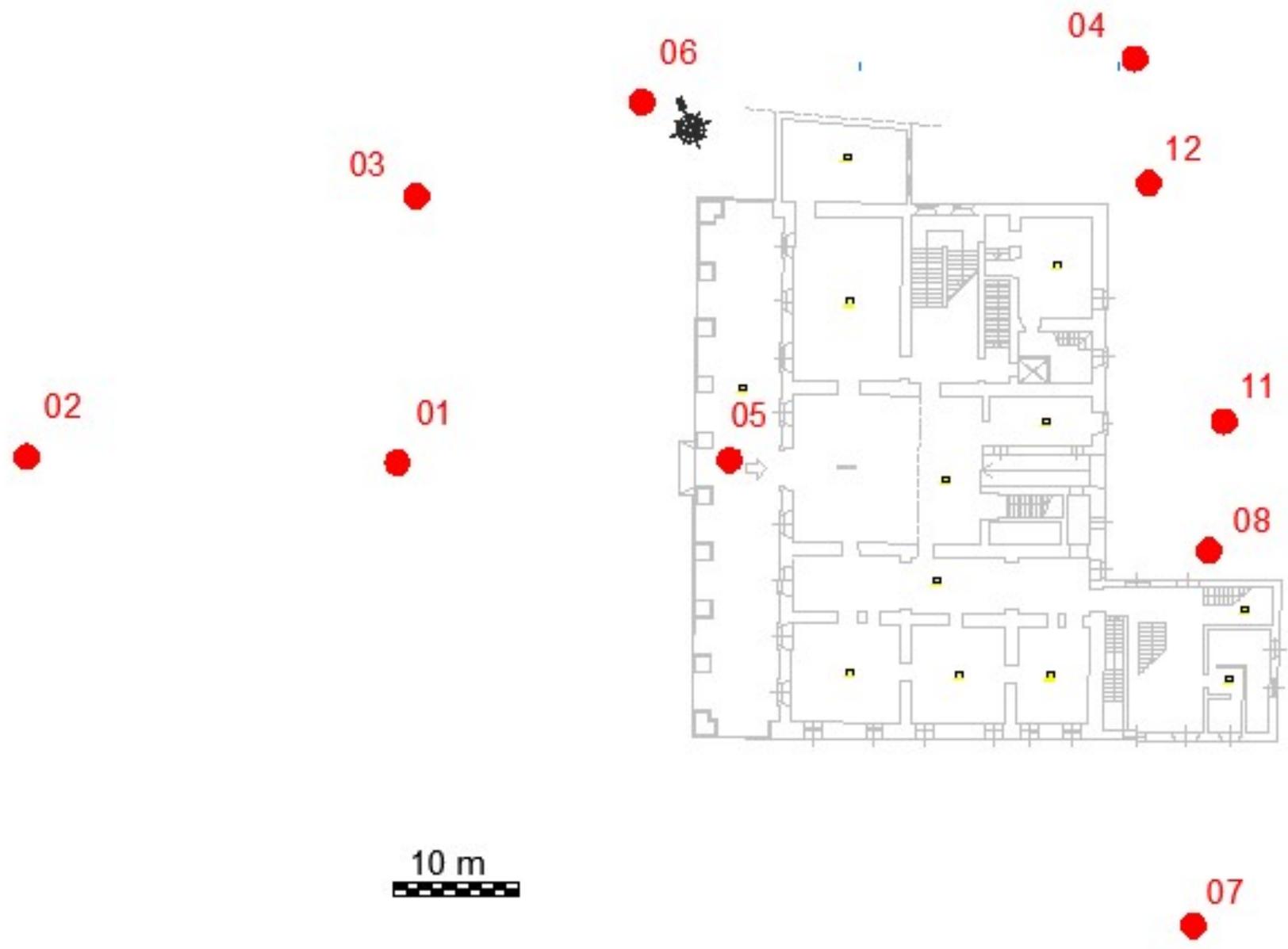
TECNICHE DI INDAGINE

Per il rilievo della geometria della struttura, oltre alle misure dirette, possono essere usate varie tecniche di misurazione indiretta mediante l'utilizzo di tecniche fotogrammetriche, strumenti topografici, strumenti manuali a diodo luminoso, strumenti per la misura delle inclinazioni delle pareti (*clinometri*).

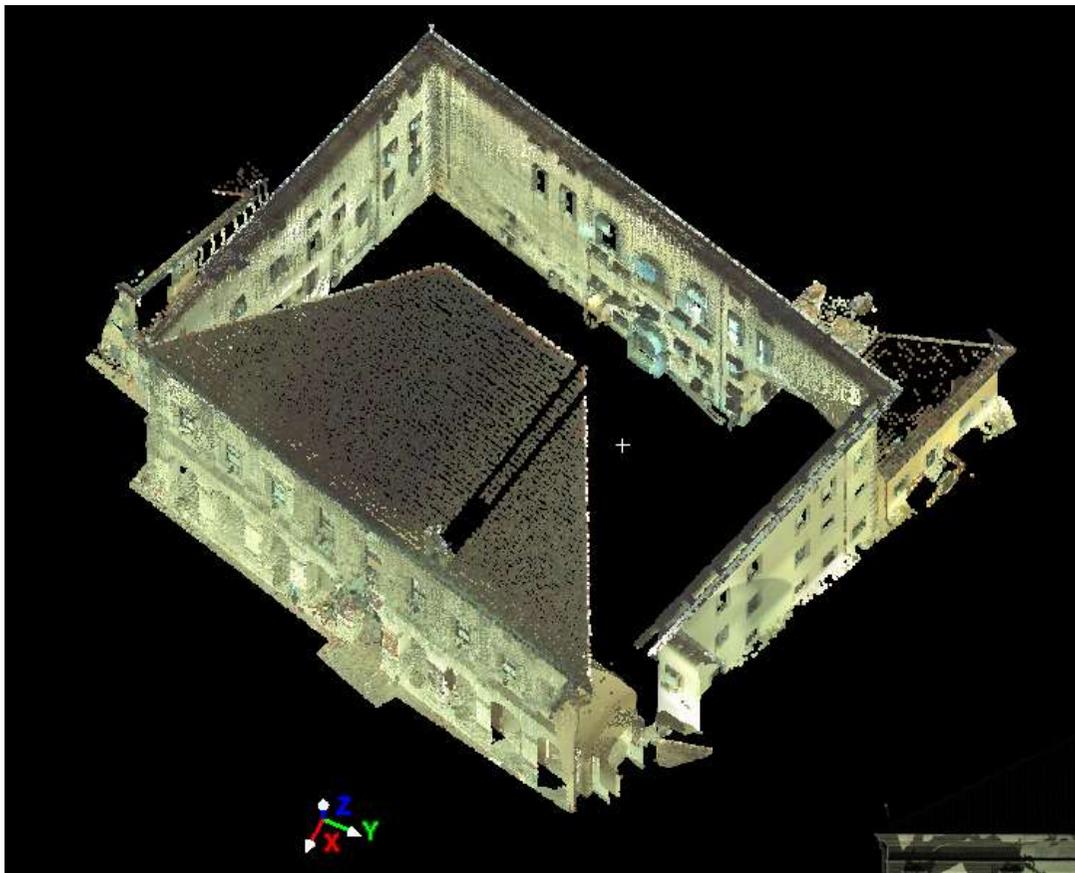
- *I primi consentono di rilevare in dettaglio le superfici esterne di edifici complessi e di grandi dimensioni con precisioni molto elevate*
- *Per la collocazione spaziale di queste superfici si possono utilizzare strumenti topografici per l'individuazione delle coordinate 3D di un certo numero di punti delle superfici mirando su bersagli o direttamente su punti della superficie se si usano strumenti reflectorless.*
- *Per le misure interne di edifici si possono utilizzare strumenti manuali che basati sul tempo di ritorno di un segnale luminoso che colpisce un ostacolo forniscono la distanza dello stesso*

Strumenti topografici a scansione laser (*rilievo tridimensionale*)

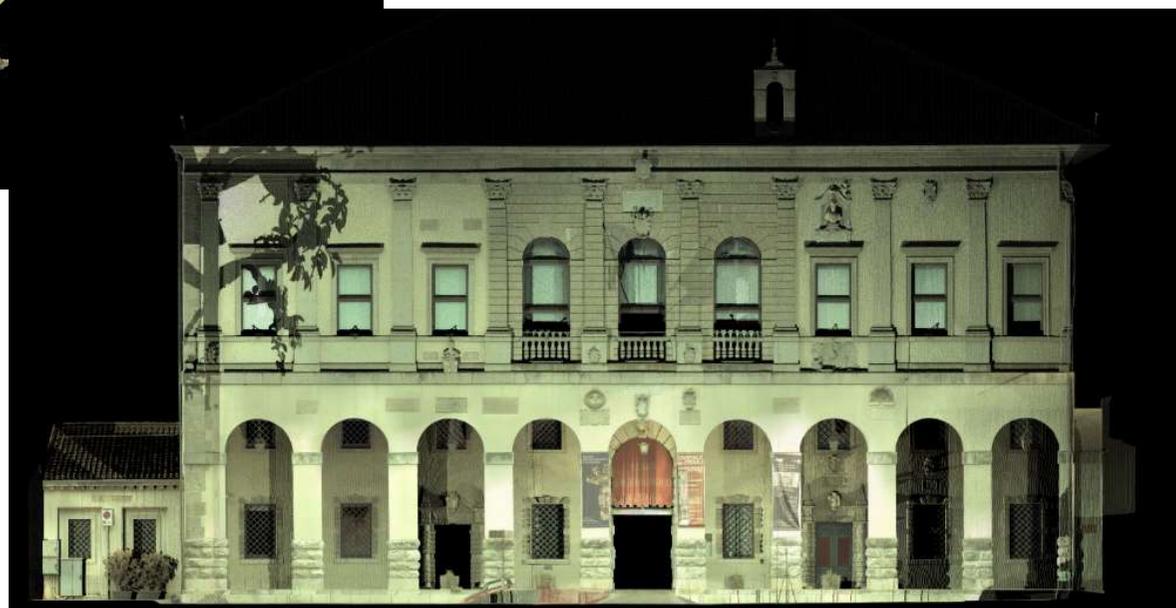
RILIEVO LASER SCANNER



RILIEVO LASER SCANNER



Ortofoto del prospetto principale
derivante dalla vista in proiezione
ortografica della nuvola di punti
colorata



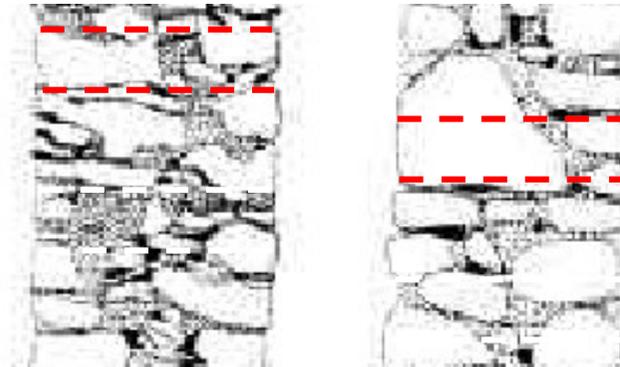
Ricostruzione 3D dell'oggetto
colorando la nuvola di punti
rilevati con i colori reali ricavati
dalle immagini acquisite
contestualmente al rilievo laser
dalla fotocamera integrata nello
stesso strumento

TECNICHE DI INDAGINE

Per il rilievo della tessitura muraria in superficie è necessario rimuovere l'intonaco in modo da mettere a nudo le murature. L'indagine è di tipo visivo e consente di individuare come è fatta la muratura: **pietre/mattoni** (*tipo di materiale, dimensioni e forma, organizzazione regolare o irregolare*), **malta** (*tipo di malta, dimensione dei giunti*).

Per il rilievo della stratigrafia della muratura è necessario ricorrere al prelievo di carote e/o a indagini endoscopiche. Entrambe le tecniche non consentono però di riconoscere la tessitura nello spessore, che può essere visualizzata solo attraverso limitati scassi.

Per la caratterizzazione dei materiali si eseguono dei prelievi di campioni che saranno sottoposti a prove di laboratorio chimiche, petrografiche, fisiche e meccaniche.

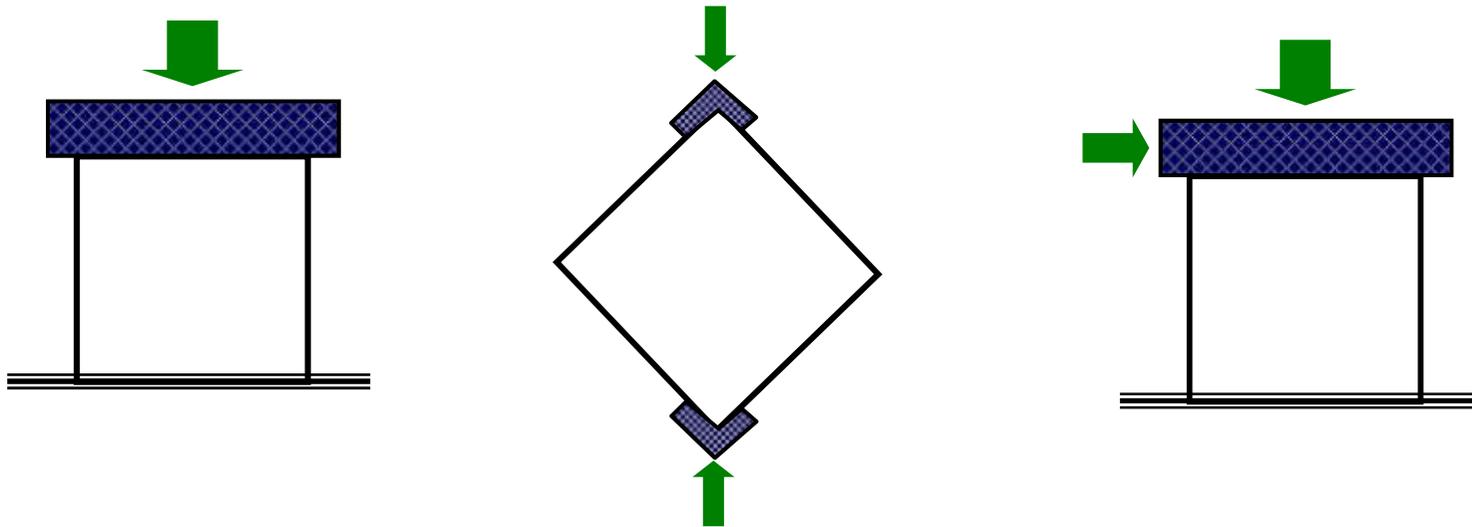


PROVE SULLA MURATURA

Prove meccaniche di laboratorio

Si prelevano dei campioni di muratura aventi larghezza pari ad almeno due elementi ed altezza pari ad almeno tre elementi e comunque con un rapporto altezza/spessore compreso tra 2.4 e 5.

Si eseguono prove di compressione verticale, di compressione diagonale e combinate di compressione e taglio.



PROVE SULLA MURATURA IN-SITU

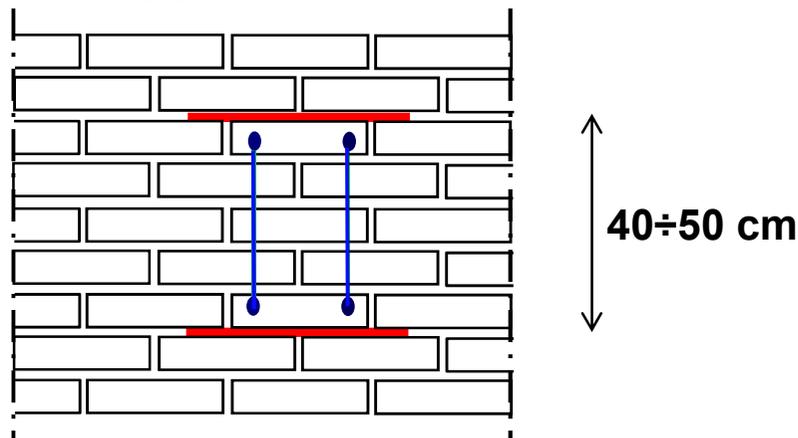
Prove con doppio martinetto piatto

Questa prova consente di rilevare sia lo stato tensionale presente nella muratura sia la resistenza a compressione ed il modulo elastico

Si eseguono due sedi orizzontali parallele nella muratura, aventi le dimensioni dei martinetti piatti che sono utilizzati nella prova, ad una distanza di 40÷50 cm.

Si inseriscono i martinetti e si applicano, alla muratura compresa tra i martinetti, due o tre trasduttori di spostamento.

Si inizia ad incrementare la pressione nei martinetti e contemporaneamente si leggono i valori di spostamento corrispondenti



Per rilevare lo stato tensionale presente nella muratura si deve eseguire una lettura dei trasduttori prima di eseguire le sedi per alloggiare i martinetti.

PROVE SULLA MURATURA IN-SITU

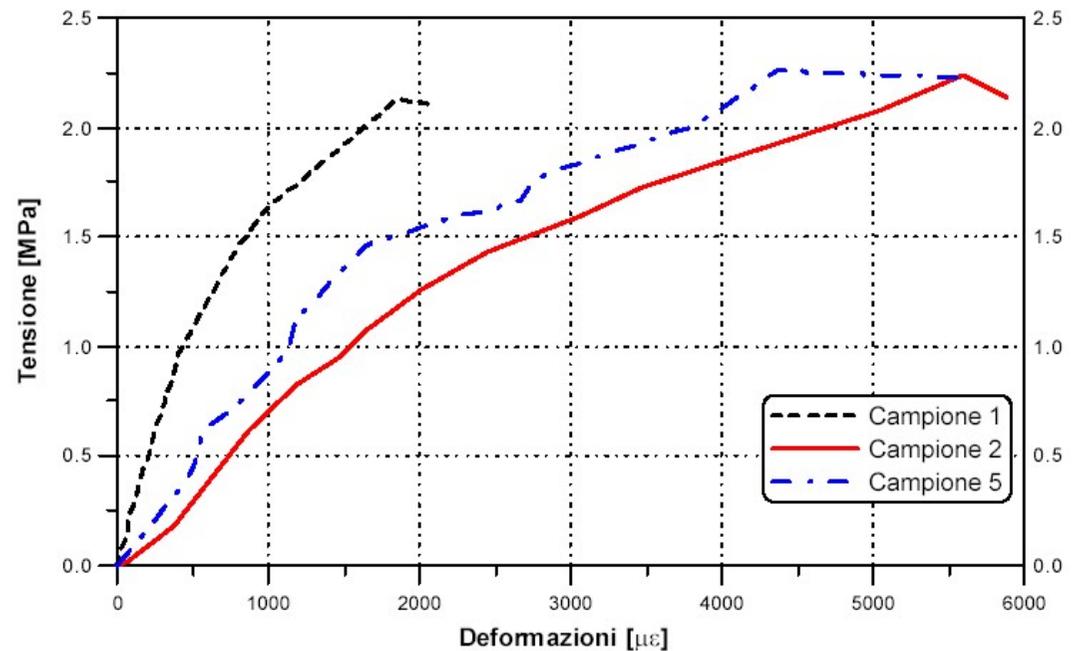
Prove con doppio martinetto piatto

Chiamando con p la pressione idraulica nel martinetto, l'effettiva tensione presente nella muratura compresa tra i due martinetti è pari a

$$\sigma = k_f k_a p$$

k_f è una costante di calibrazione del martinetto (< 1.0)

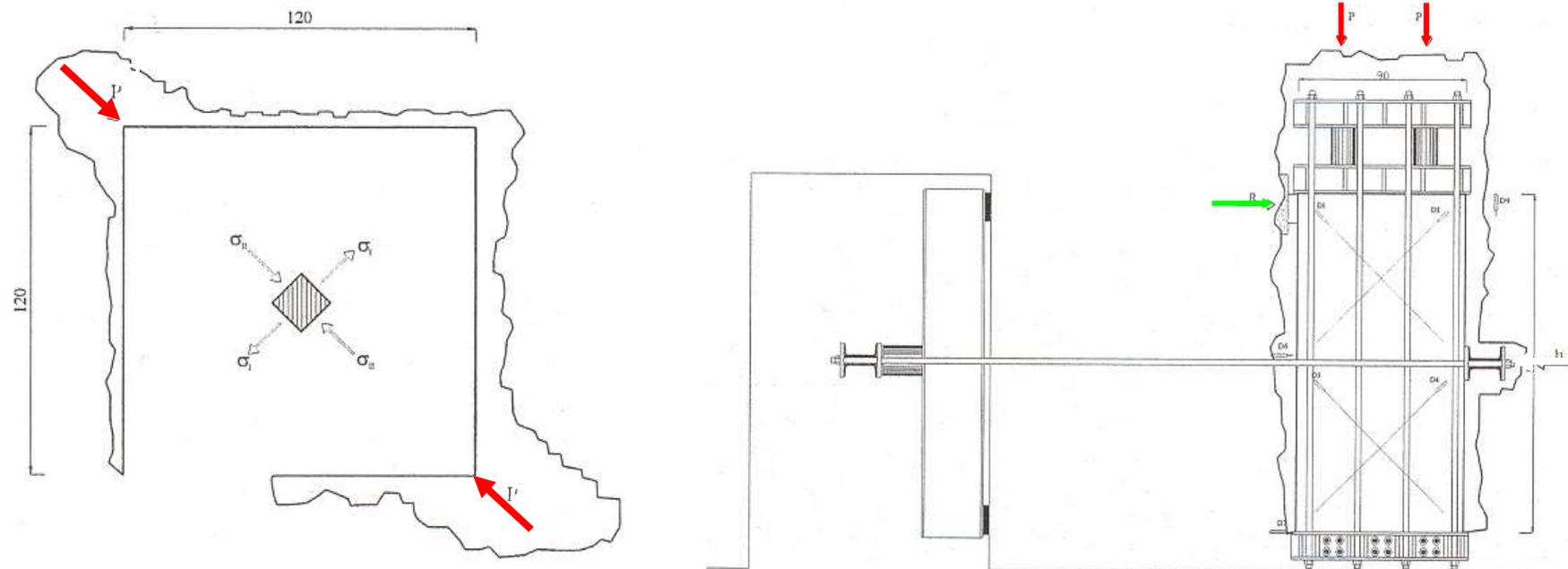
k_a è una costante che tiene conto della forma della sede e del martinetto



PROVE SULLA MURATURA IN-SITU

Prove di compressione diagonale e taglio-compressione

Le prove sono più invasive rispetto al prelievo di campioni da provare in laboratorio, ma hanno il vantaggio di un minore disturbo del campione (*rimozione, movimentazione, trasporto*)



Borri, Corradi, Vignoli (2000)

PROVE NON DISTRUTTIVE

Indagini soniche

Consentono di caratterizzare e descrivere qualitativamente la muratura. Si basa sulla generazione di impulsi sonici attraverso la percussione con martello strumentato (*produce vibrazioni nell'impatto*) e ricezione del segnale con accelerometro disposto ad una certa distanza da dove è stato applicato l'impulso

Si rileva il tempo che il segnale ha impiegato per compiere la distanza fra emissione e ricezione, e da questo si ricava la velocità di propagazione delle onde elastiche

Per materiali elastici, omogenei e isotropi esiste una relazione che lega questa velocità al modulo elastico E ed alla densità ρ

$$V = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

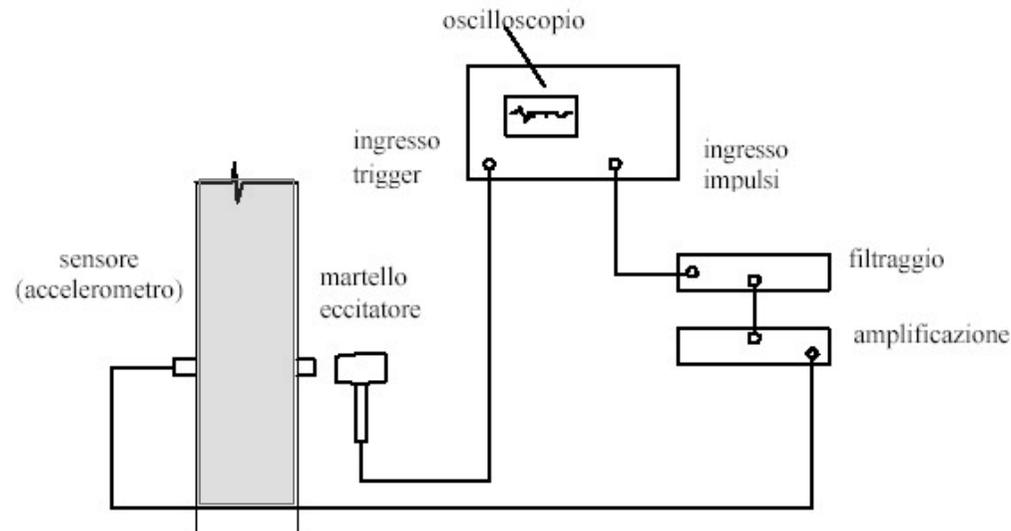
La velocità è maggiore nei solidi omogenei e minima nell'aria.

PROVE NON DISTRUTTIVE

Indagini soniche

In presenza di lesioni, fratture o discontinuità la velocità sonora diminuisce. Nelle discontinuità infatti l'onda è più lenta.

La frequenza del segnale di input nella prova è circa pari a 3.5 kHz.



Oscilloscopio analizza e registra le forme d'onda generate dal martello e rilevate dall'accelerometro situato sul lato opposto della muratura.

Strumento adatto per il controllo dell'omogeneità del materiale

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione delle azioni sismiche e per la modellazione della struttura si procede come per gli edifici di nuova costruzione

Si utilizzano gli stessi metodi di analisi della struttura adottati per gli edifici di nuova costruzione

Le verifiche degli elementi vanno condotte come per le costruzioni nuove, considerando per la verifica a taglio quella per fessurazione diagonale.

Nel caso di analisi lineare si assume per il fattore di struttura q

$$q = 2.0 \alpha_u / \alpha_1 \quad \text{Regolari in elevazione}$$

$$q = 1.5 \alpha_u / \alpha_1 \quad \text{Non regolari in elevazione}$$

α_u / α_1	Tipo di edificio
1.4	Edifici in muratura ordinaria ad un piano
1.7	Edifici in muratura ordinaria a due o più piani

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Se l'edificio non soddisfa le verifiche di sicurezza è necessario procedere con interventi di adeguamento

Le verifiche sugli elementi irrigiditi e rinforzati con le tecniche indicate nel seguito devono far riferimento a modelli adeguatamente giustificati dal progettista.

Nel caso di edifici in aggregato, caso tipico nei centri storici, è necessario procedere ad una modellazione appropriata

E' necessario considerare l'eventualità di meccanismi locali di **collasso** (*collasso fuori piano di pareti mal collegate ai solai, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di altezza diversa, collassi parziali negli edifici d'estremità o d'angolo di agglomerati, ecc.*)

AGGLOMERATO DI EDIFICI ADERENTI

Nella maggior parte dei casi gli edifici esistenti non sono isolati ma fanno parte di agglomerati più o meno complessi, che si sono formati nel tempo per somma in aderenza di nuove unità immobiliari

Quando si deve intervenire su un'unità dell'agglomerato, e l'intervento richiede l'adeguamento, non è possibile verificare tutto l'agglomerato, obbligando le proprietà che non intendono eseguire alcuna opera sulla propria porzione all'eventuale adeguamento

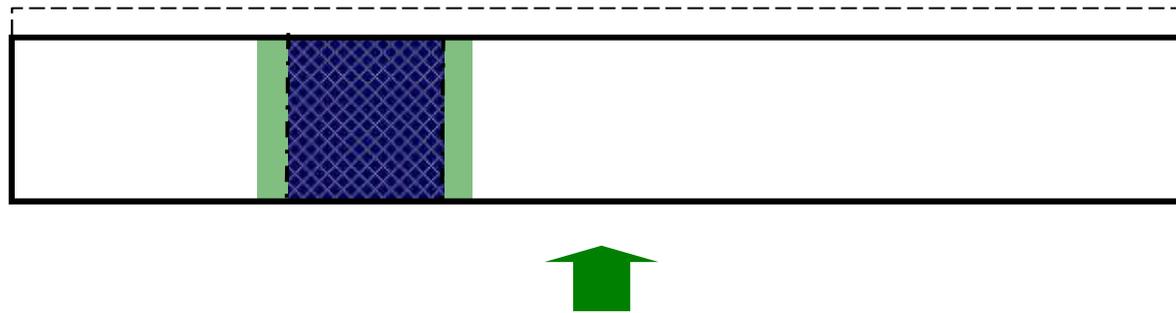
E' quindi necessario poter operare su una sola porzione dell'agglomerato, conferendo comunque adeguate garanzie di sicurezza nel rispetto della normativa

In sintesi l'intervento deve essere tale che, quando tutte le unità dell'agglomerato saranno adeguate, l'intero immobile si troverà ad un livello di vulnerabilità in accordo con la normativa

COMPORTAMENTO DEGLI AGGLOMERATI

Negli immobili molto allungati (*costruzioni a schiera*), il comportamento per sisma trasversale, trascurando eccentricità della massa, è analogo a quello di ogni singola unità.

E' quindi possibile studiare separatamente la singola unità (*purché si tenga conto della quota parte di massa delle unità adiacenti che grava sulla struttura resistente dell'unità in questione*)

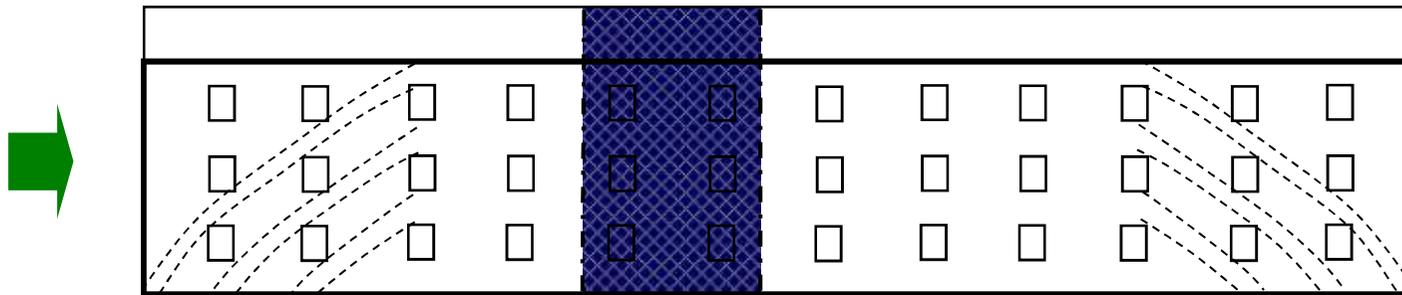


Primo modo traslazionale (*direzione trasversale*)

COMPORTAMENTO DEGLI AGGLOMERATI

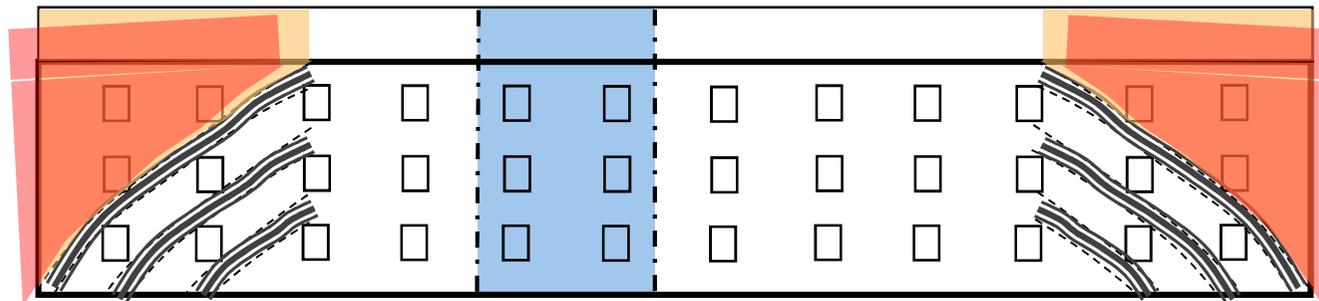
Negli immobili molto allungati (*costruzioni a schiera*), il comportamento per sisma longitudinale in ogni singola unità è sensibilmente influenzato dalla presenza delle unità adiacenti. Si sviluppa infatti un meccanismo resistente ad arco che comporta un sensibile aumento della capacità portante di tutte le unità ad eccezione di quelle di estremità.

Lo studio della singola porzione è comunque in genere conservativo



Primo modo traslazionale (*direzione longitudinale*)

**L'Aquila, 2009:
Fessurazione diagonale
su tre edifici in linea**

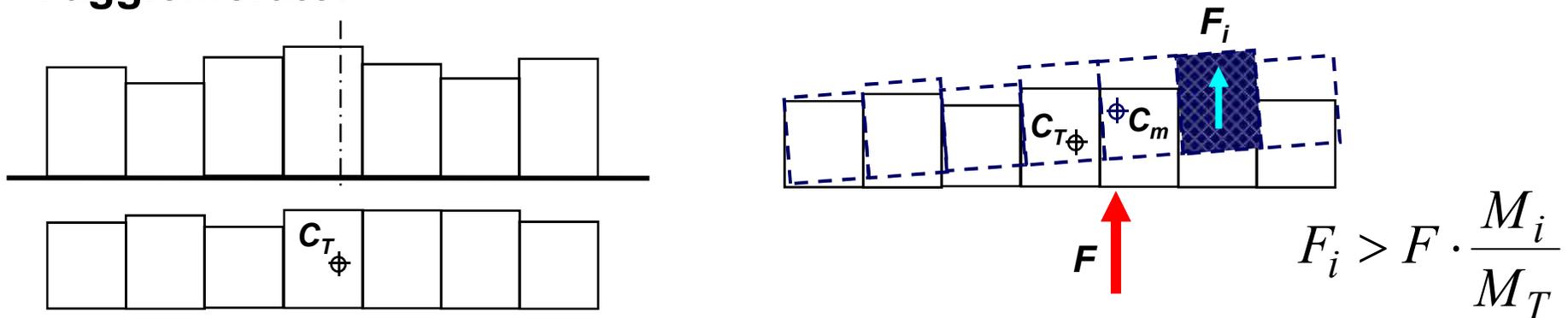


COMPORTAMENTO DEGLI AGGLOMERATI

In realtà le singole unità degli agglomerati non sono omogenee, presentano spesso geometrie (*altezze, larghezze*) e masse diverse. Anche la distribuzione degli elementi resistenti, e quindi delle rigidità, è frequentemente non simmetrica per cui i primi modi prevedono una combinazione di roto-traslazione dei piani.

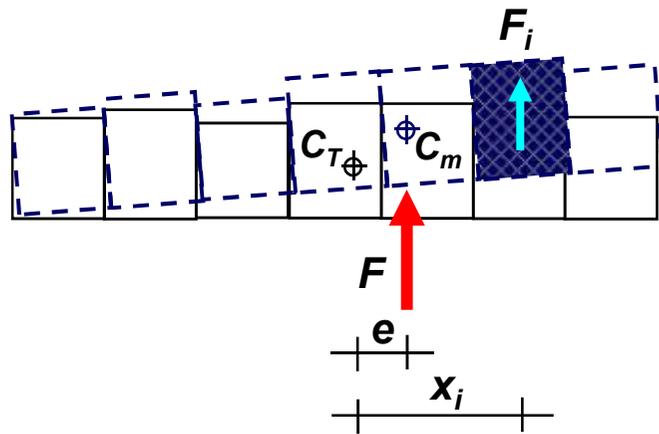
Questo comporta che le porzioni di fabbricato più distanti dal baricentro dell'agglomerato sono soggette a spostamenti maggiori e di conseguenza a forze statiche equivalenti maggiori.

Per tener conto di questo fatto, è necessario stimare un fattore di amplificazione della forza orizzontale relativo ad ogni porzione dell'agglomerato.



COMPORTAMENTO DEGLI AGGLOMERATI

Se si ipotizza un diaframma di piano infinitamente rigido, e si assume che la rigidità alla traslazione di ogni unità sia proporzionale all'area di base delle unità, si può scrivere

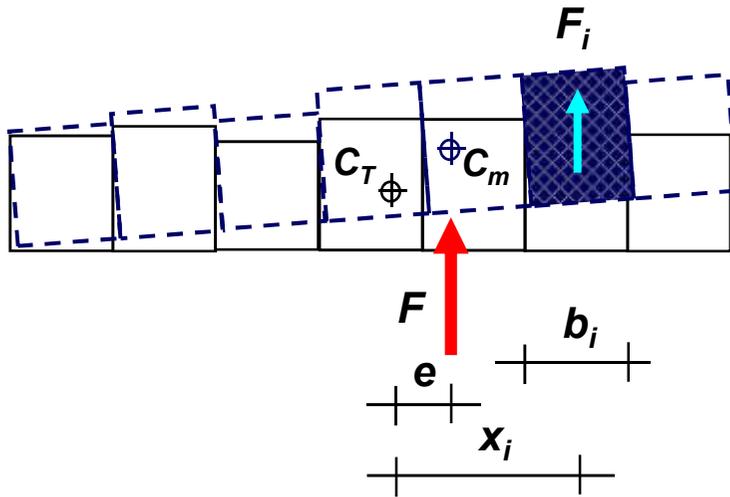


$$\begin{cases} F = \sum_{i=1}^n K_{yi} v_c \\ F \cdot e = \sum_{i=1}^n K_{yi} x_i^2 \mathcal{G} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} v_c = \frac{F}{\sum_{i=1}^n K_{yi}} \\ \mathcal{G} = \frac{F \cdot e}{\sum_{i=1}^n K_{yi} x_i^2} \end{cases}$$

$$F_i = K_{yi} v_c + K_{yi} x_i \mathcal{G} \rightarrow F_i = \left(\frac{K_{yi}}{\sum_{i=1}^n K_{yi}} + \frac{K_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^n K_{yi} x_i^2} e \right) F$$

AMPLIFICAZIONE FORZA SINGOLE UNITA'

Sostituendo a K_{yi} la sua espressione in funzione dell'area dell'unità e dividendo per il valore di F_i proporzionale alla massa dell'unità i



$$K_{yi} = k b_i l_i$$

$$\bar{F}_i = \frac{\mu_i b_i l_i}{\sum_{i=1}^n \mu_i b_i l_i} F$$

$$M_i = \mu_i b_i l_i$$

$$\delta_i = \frac{F_i}{\bar{F}_i}$$



$$\delta_i = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i b_i l_i}{\mu_i \sum_{i=1}^n b_i l_i} \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^n b_i l_i}{\sum_{i=1}^n b_i l_i x_i^2} x_i e \right)$$

Amplificazione singolo blocco di costruzioni in agglomerati

numero	b (m)	l (m)	rapp. massa	x (m)	$b \cdot l$ (m ²)	$b \cdot l \cdot x$ (m ³)	$b \cdot l \cdot m$ (m ²)	$b \cdot l \cdot m \cdot x$ (m ³)	x_{ki} (m)	$b \cdot l \cdot x_{ki}^2$ (m ⁴)	δ_i
1	10	10	1	5	100	500	100	500	-46	211506	0.694
2	8	8	1.1	14	64	896	70.4	985.6	-37	87568	0.693
3	12	10	0.9	24	120	2880	108	2592	-27	87414	0.932
4	13	8	1	36.5	104	3796	104	3796	-14	21835	0.934
5	7	10	1.2	46.5	70	3255	84	3906	-4	1411	0.842
6	11	10	1.2	55.5	110	6105	132	7326	5	2238	0.899
7	9	12	1	65.5	108	7074	108	7074	15	22739	1.155
8	10	12	0.9	75	120	9000	108	8100	24	69179	1.363
9	12	10	1.1	86	120	10320	132	11352	35	147086	1.192
10	8	8	1.2	96	64	6144	76.8	7372.8	45	129659	1.156
$\Sigma b =$	100				Mom. Sta.	49970	1023	53004		$I_y =$	780634
$\Sigma b \cdot l =$	980				$x_k =$	51.0	$x_m =$	51.8	$e_{acc} =$	5.0	
							$e_x =$	0.8	$e =$	5.8	

Amplificazione singolo blocco di costruzioni in agglomerati

numero	b (m)	l (m)	rapp. massa	x (m)	$b \cdot l$ (m ²)	$b \cdot l \cdot x$ (m ³)	$b \cdot l \cdot m$ (m ²)	$b \cdot l \cdot m \cdot x$ (m ³)	x_{ki} (m)	$b \cdot l \cdot x_{ki}^2$ (m ⁴)	δ_i
1	10	10	1	5	100	500	100	500	-46	211506	1.296
2	8	8	1.1	14	64	896	70.4	985.6	-37	87568	1.134
3	12	10	0.9	24	120	2880	108	2592	-27	87414	1.325
4	13	8	1	36.5	104	3796	104	3796	-14	21835	1.124
5	7	10	1.2	46.5	70	3255	84	3906	-4	1411	0.891
6	11	10	1.2	55.5	110	6105	132	7326	5	2238	0.849
7	9	12	1	65.5	108	7074	108	7074	15	22739	0.964
8	10	12	0.9	75	120	9000	108	8100	24	69179	1.014
9	12	10	1.1	86	120	10320	132	11352	35	147086	0.774
10	8	8	1.2	96	64	6144	76.8	7372.8	45	129659	0.664
$\Sigma b =$	100				Mom. Sta.	49970	1023	53004		$I_y =$	780634
$\Sigma b \cdot l =$	980				$x_k =$	51.0	$x_m =$	51.8	$e_{acc} =$	-5.0	
							$e_x =$	0.8	$e =$	-4.2	

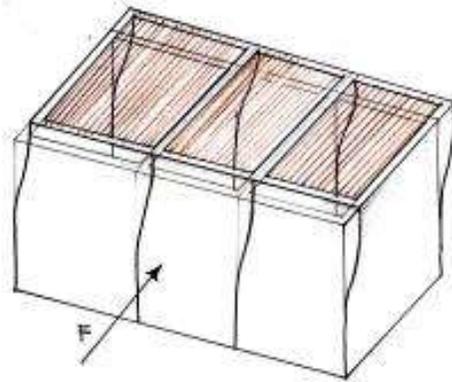
AMPLIFICAZIONE FORZA SINGOLE UNITA'

Queste amplificazioni sono state ottenute nell'ipotesi di diaframmi rigidi nell'intero complesso. Condizione quasi mai soddisfatta nelle costruzioni esistenti in muratura (*solai lignei*).

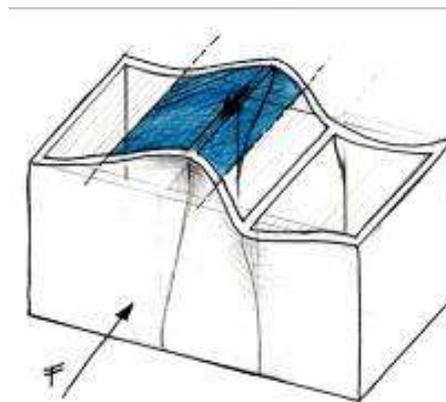
Di conseguenza, l'amplificazione nella singola porzione di aggregato risulta sensibilmente inferiore.

Il caso opposto rispetto ai diaframmi rigidi è l'ipotesi di solai deformabili con conseguente distribuzione delle forze orizzontali proporzionalmente alle aree di influenza dei solai.

Cautelativamente, si può assumere una soluzione intermedia fra le due.



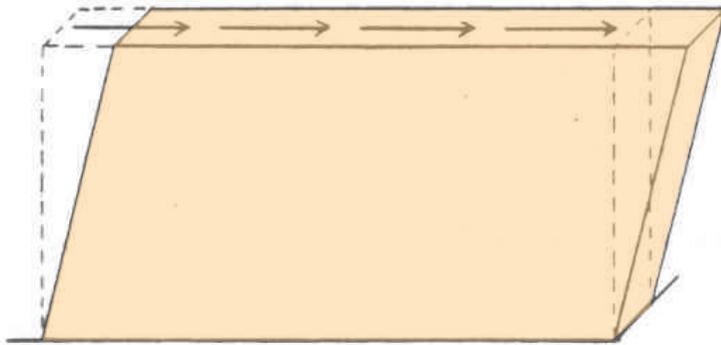
Solaio rigido



Solaio deformabile

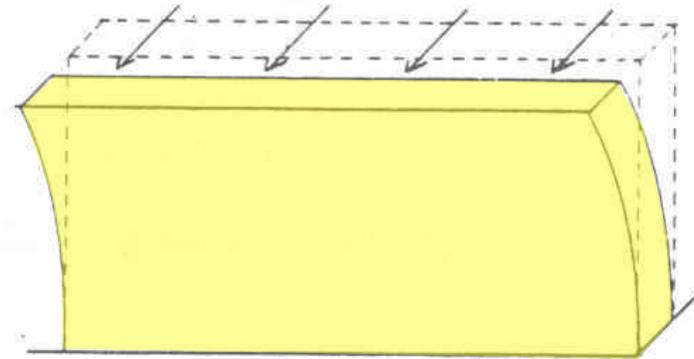
COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI

- Parete di muratura



Caricata nel piano

*Rottura prevalentemente per **taglio**, in subordine flessione*



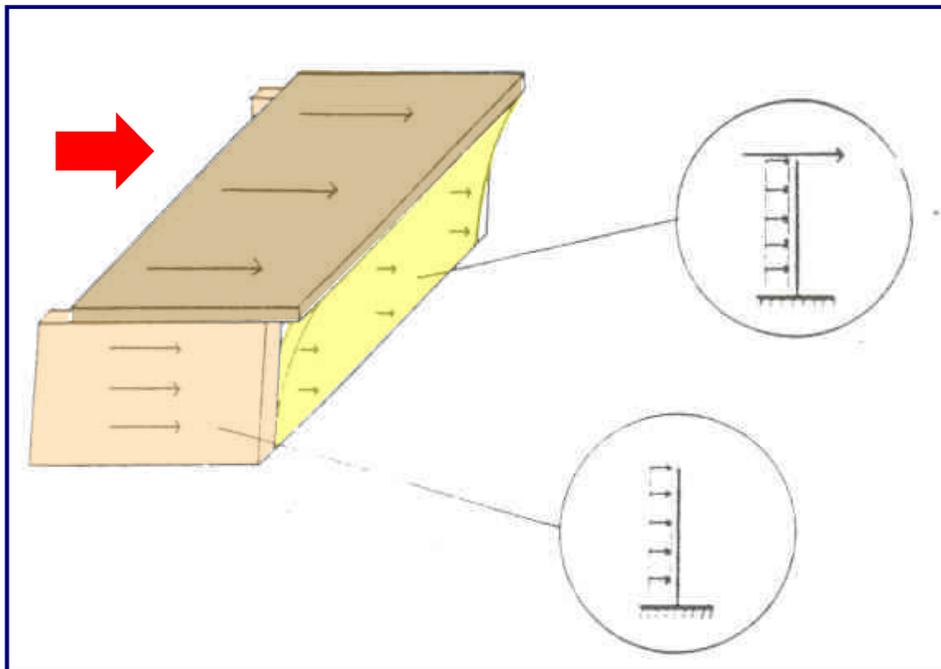
Caricata fuori piano

*Rottura per **ribaltamento**,
**flessione orizzontale o
verticale***

Rigidezza e resistenza nel piano notevolmente superiori a quelle fuori piano.

COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI

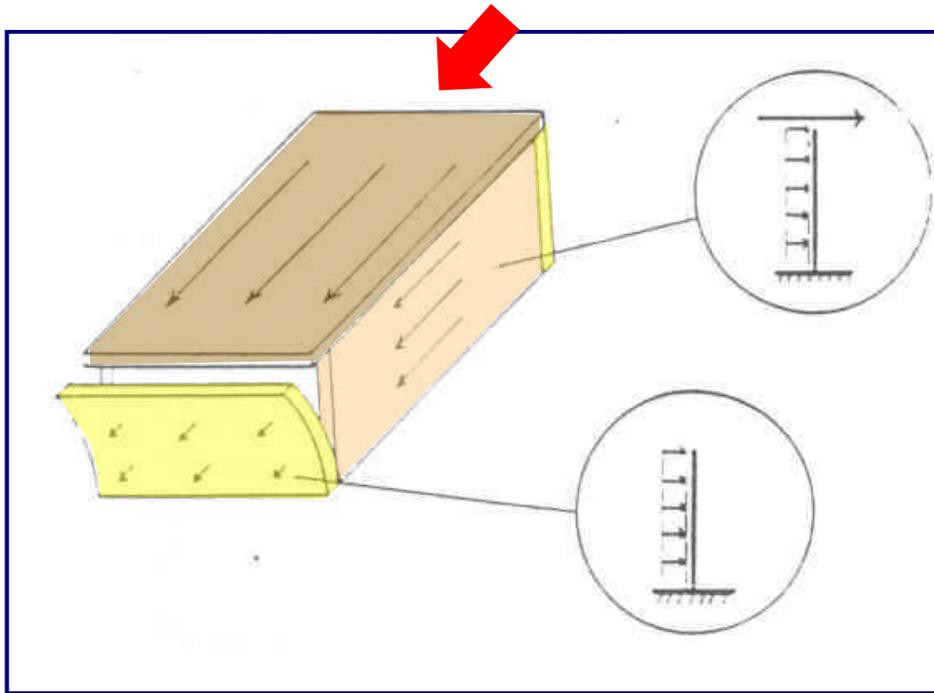
- Pareti non collegate fra loro, solaio collegato alle pareti che lo sostengono



- Pareti ortogonali al sisma sollecitate a mensola con forza concentrata in sommità e carico distribuito (**collasso per flessione o ribaltamento**)
- Pareti parallele al sisma sollecitate a taglio e flessione nel loro piano (**sollecitazioni modeste**)

COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI

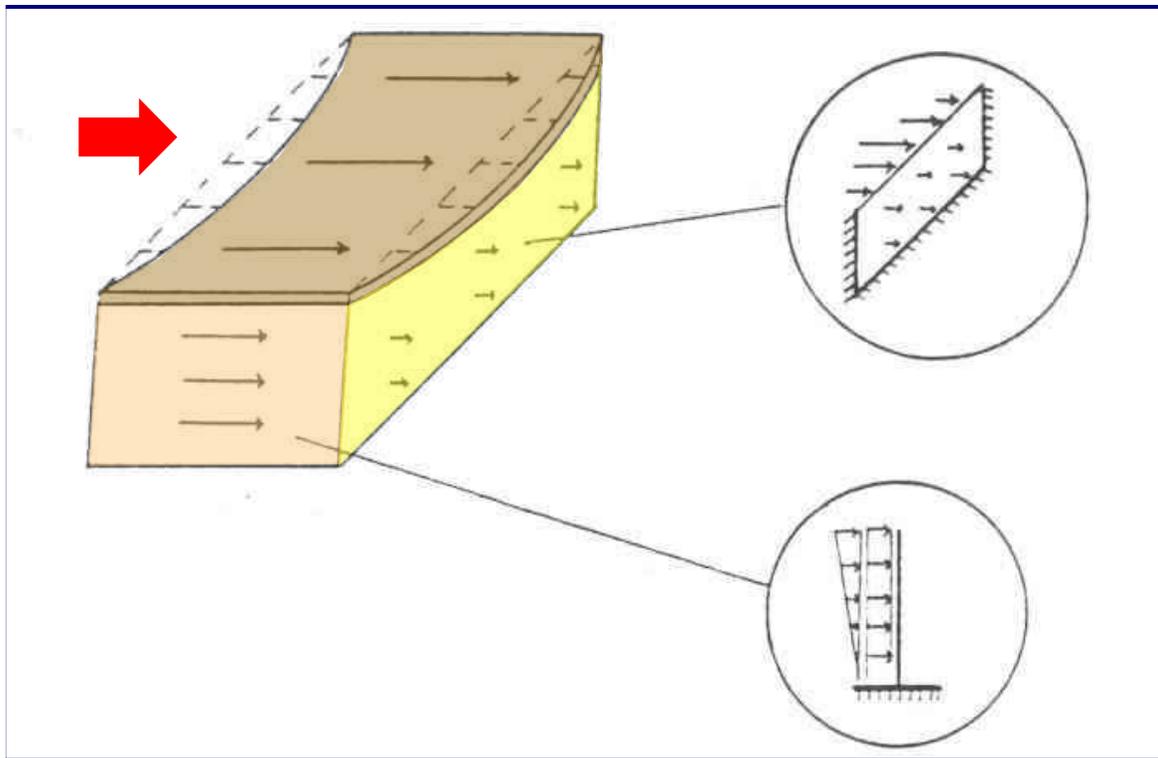
- Pareti non collegate fra loro, solaio collegato alle pareti che lo sostengono



- Pareti parallele al sisma sollecitate a mensola con carico in sommità e carico distribuito (**taglio e flessione nel loro piano**)
 - Pareti ortogonali al sisma sollecitate a mensola con carico distribuito (**collasso per flessione o ribaltamento**)

COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI

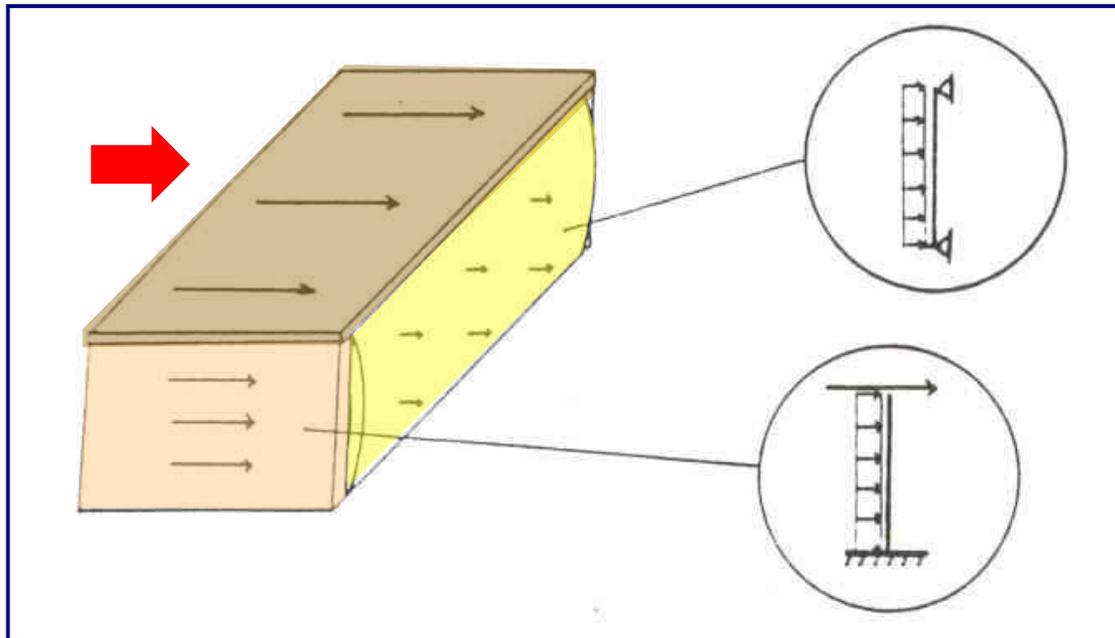
- Pareti **collegate** fra loro, **solaio molto deformabile collegato alle pareti che lo sostengono**



- Pareti ortogonali al sisma
funzionano a piastra
vincolata su tre lati
**(collasso per flessione
orizzontale per $l/h > 1$)**
- Pareti parallele al sisma
sollecitate a mensola con
carico distribuito e reazione
parete ortogonale **(taglio e
flessione nel loro piano)**

COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI

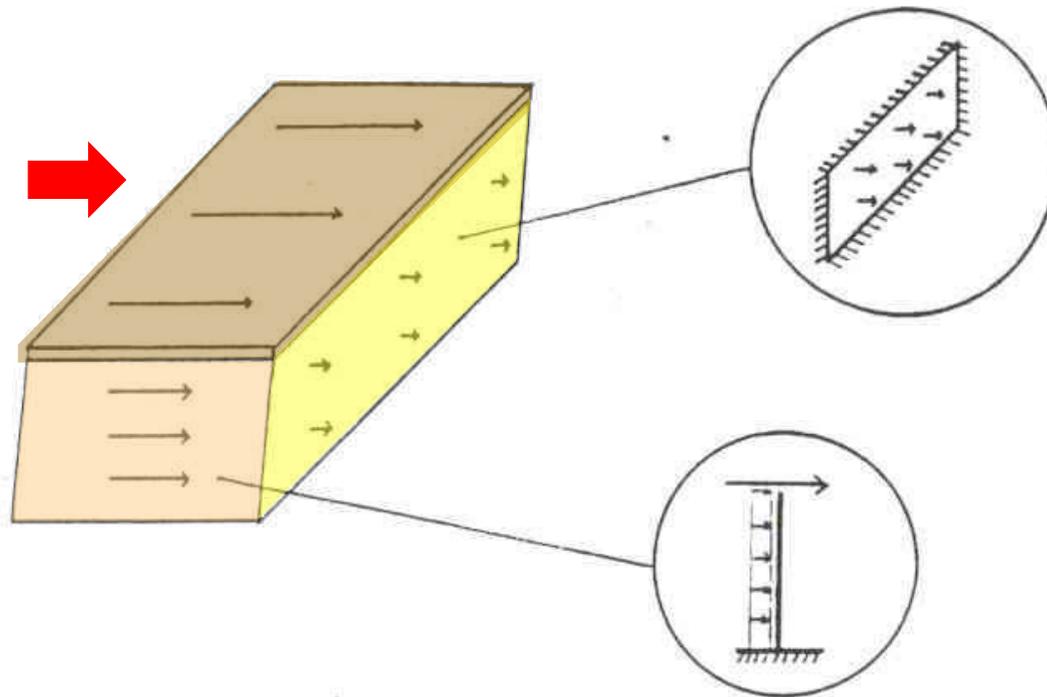
- Pareti **non collegate** fra loro, **solaio rigido collegato a tutte le pareti**



- Pareti ortogonali al sisma
funzionano a trave
vincolata a terra ed al
solaio (**collasso per
flessione verticale**)
- Pareti parallele al sisma
sollecitate a mensola con
carico in sommità e
distribuito (**taglio e flessio-
ne nel loro piano**)

COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI

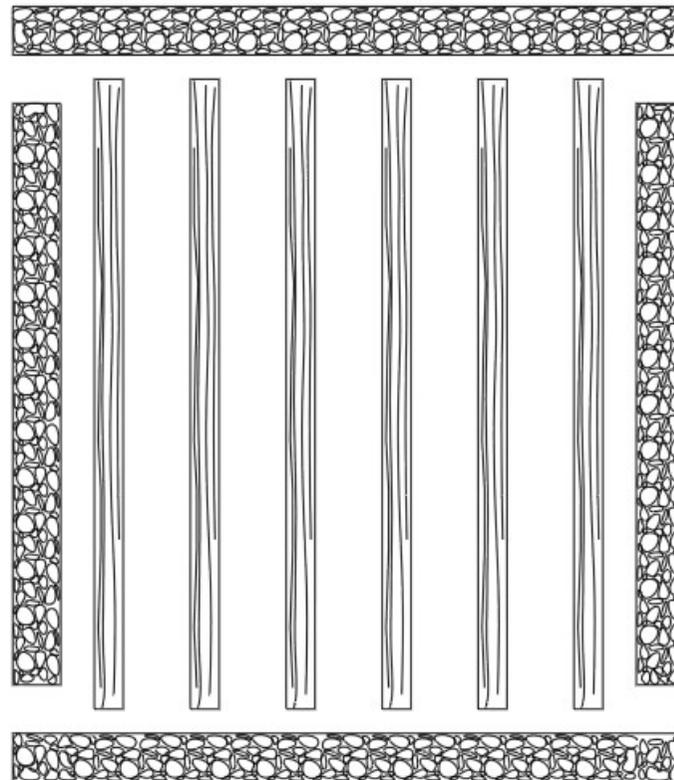
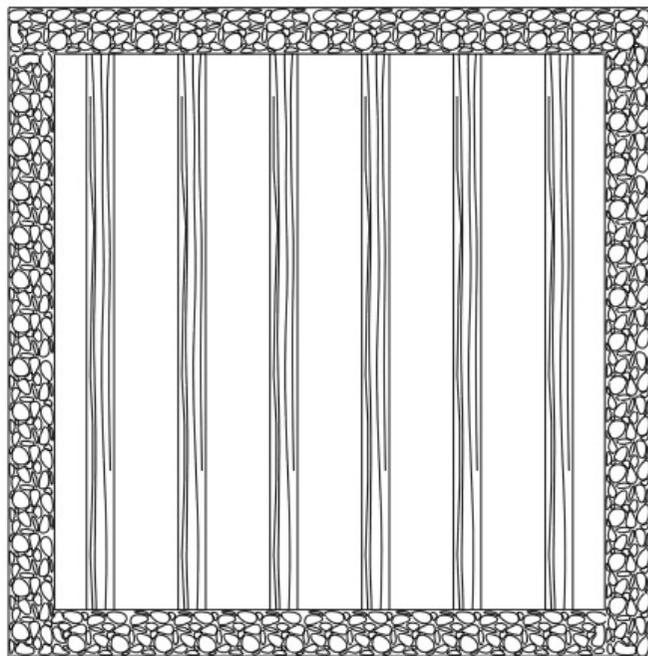
- Pareti **ben collegate** fra loro, **solaio rigido collegato a tutte le pareti**



- Pareti ortogonali al sisma
funzionano a lastra
vincolata sul contorno
(**sollecitazioni flessionali
di modesta entità**)
- Pareti parallele al sisma
sollecitate a mensola con
carico in sommità e
distribuito (**taglio e flessio-
ne nel loro piano**)

COLLASSO CELLA MURARIA

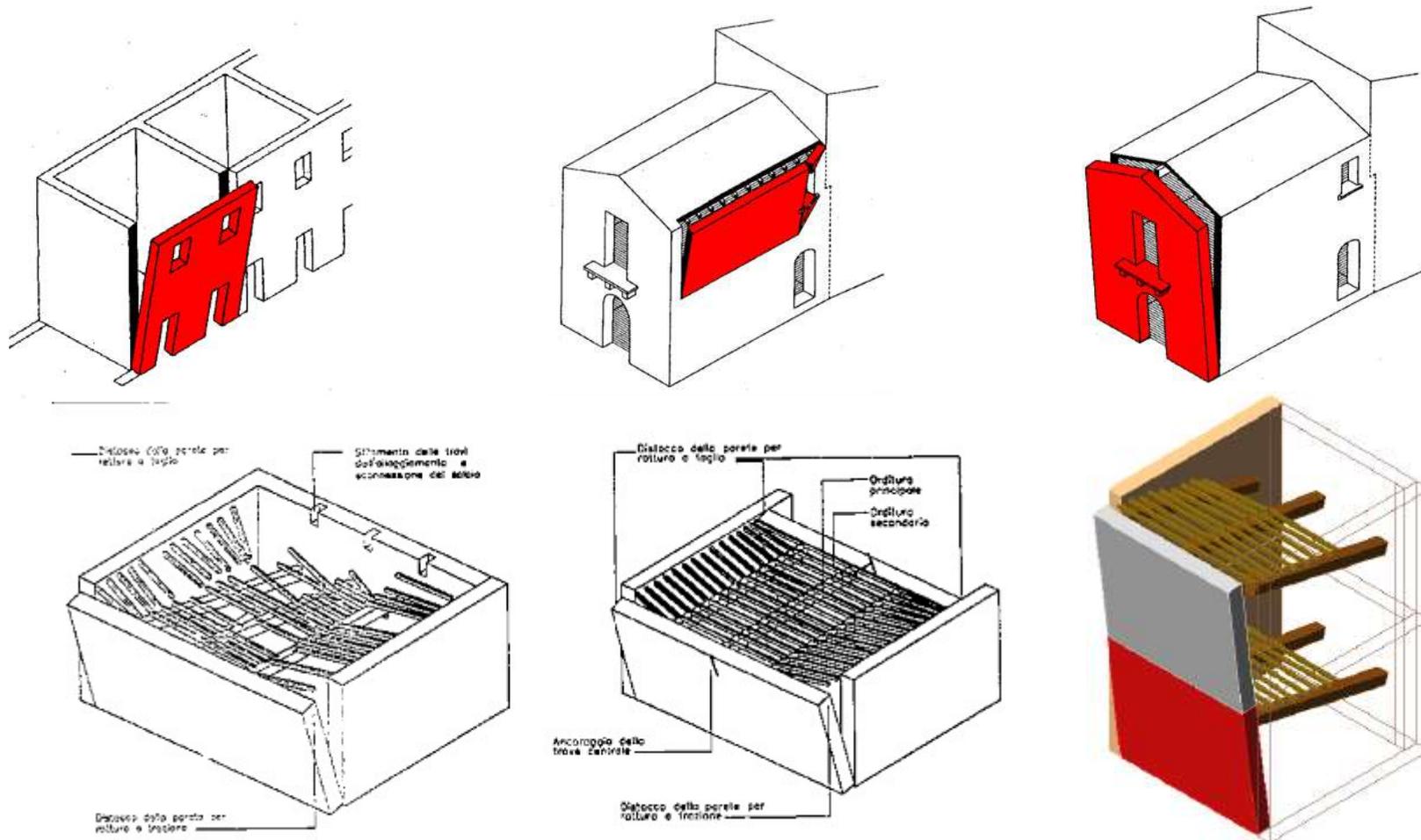
- 1° modo di deformazione della cella muraria: estensione



- Distacchi delle pareti di facciata
- Sfilamento delle travi del solaio

COLLASSO PARETE FUORI PIANO

- 1° modo di deformazione della cella muraria: estensione



COLLASSO PARETE FUORI PIANO

- 1° modo di deformazione della cella muraria: estensione



COLLASSO PARETE FUORI PIANO

Montenegro, 1979

*Ribaltamento
parete laterale*



Mancanza di vincoli orizzontali a livello dei solai di piano e di copertura.

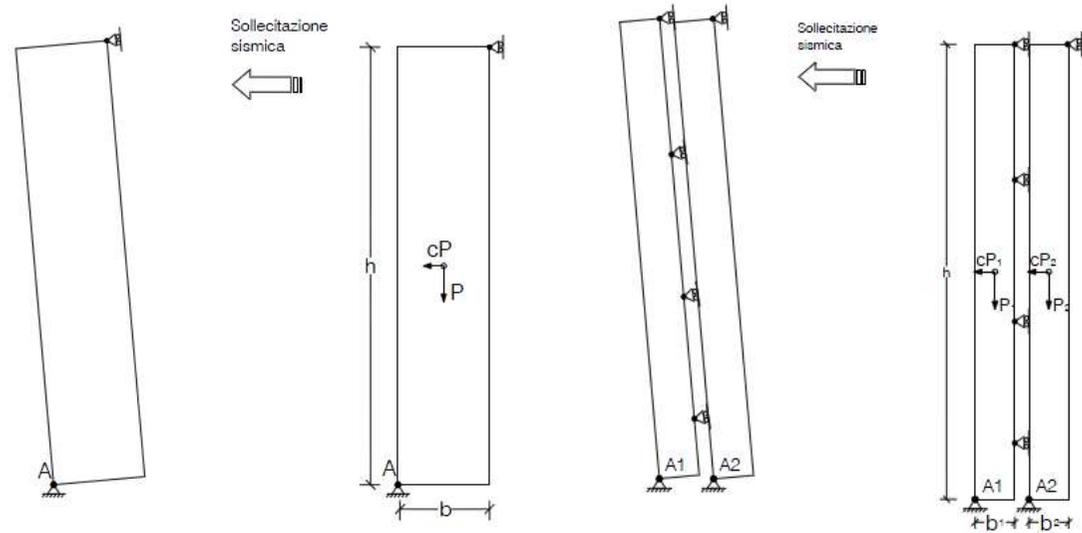
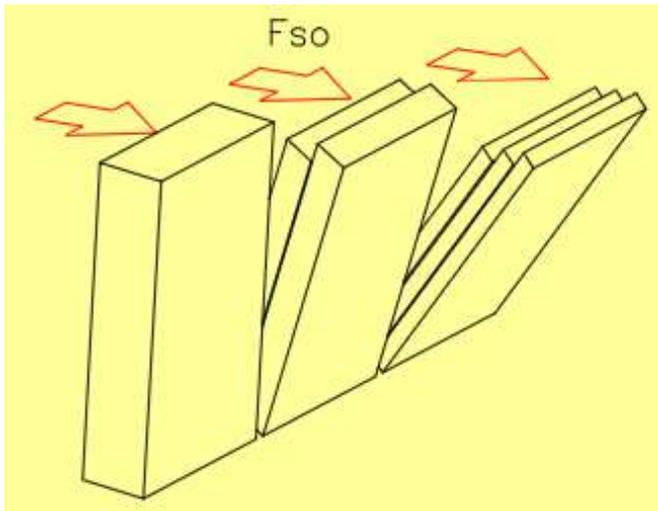
COLLASSO PARETE FUORI PIANO



Mirandola (Emilia) 2012: Ribaltamento pareti laterali

COLLASSO PARETE FUORI PIANO

- 1° modo di deformazione della cella muraria: estensione

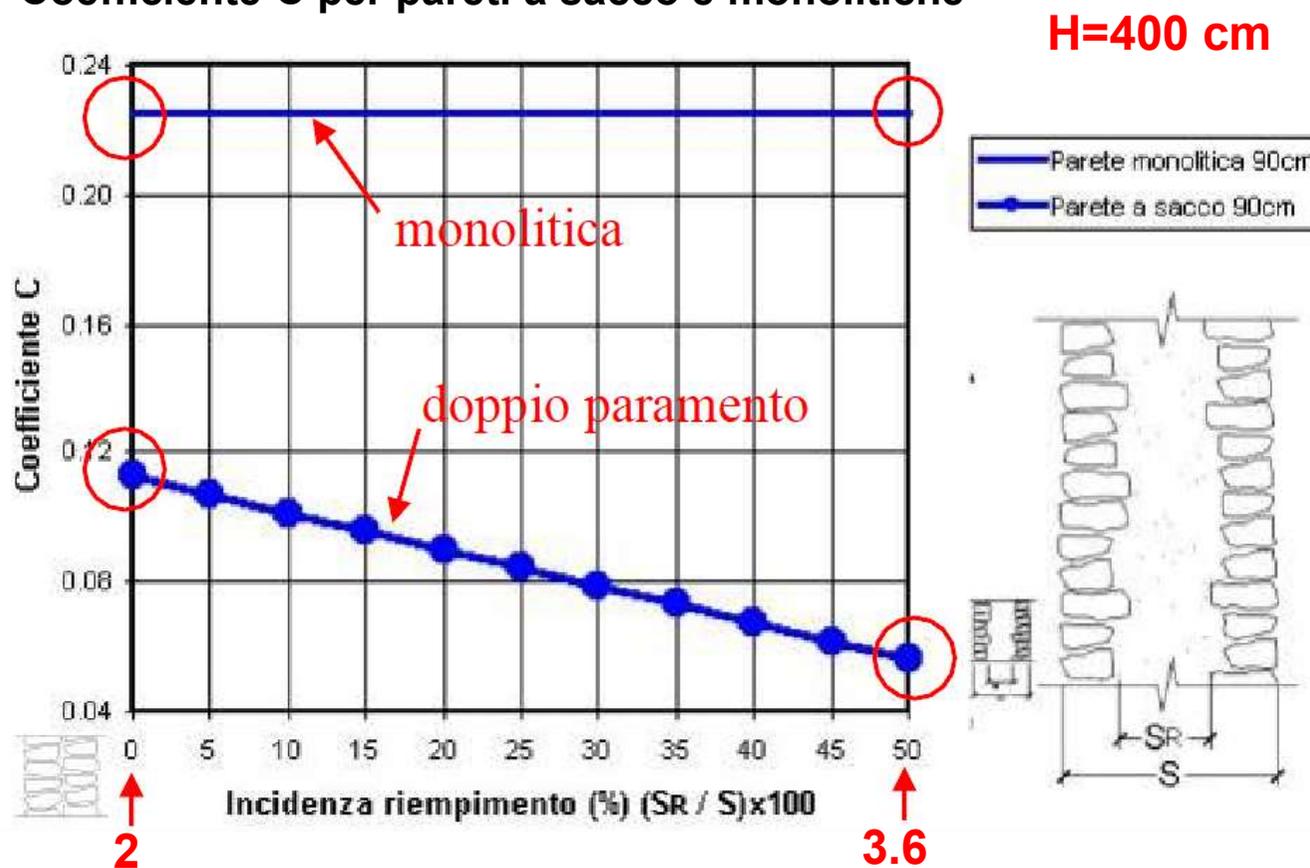


Moltiplicatori di collasso molto diversi.

COLLASSO PARETE FUORI PIANO

- 1° modo di deformazione della cella muraria: estensione

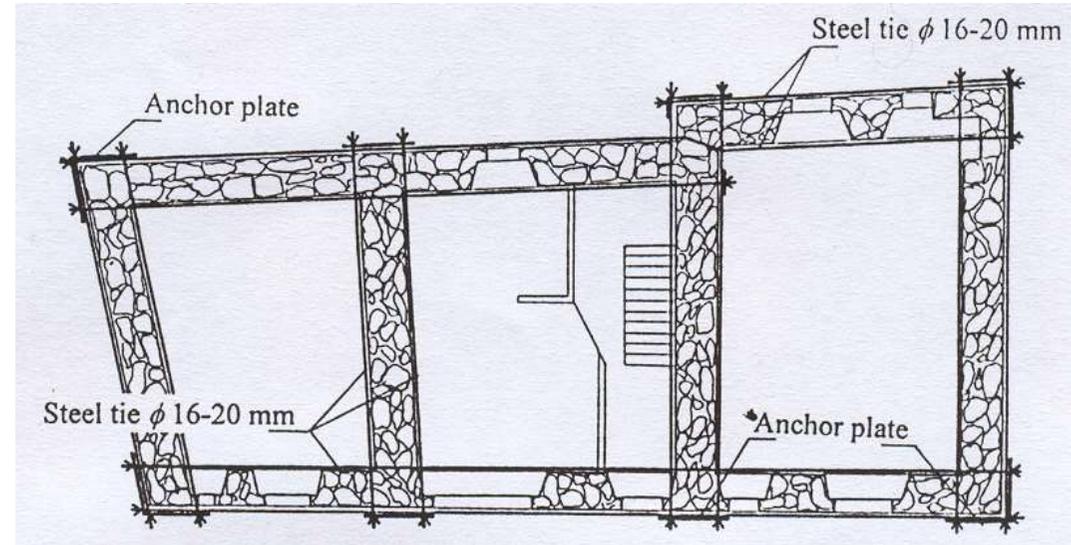
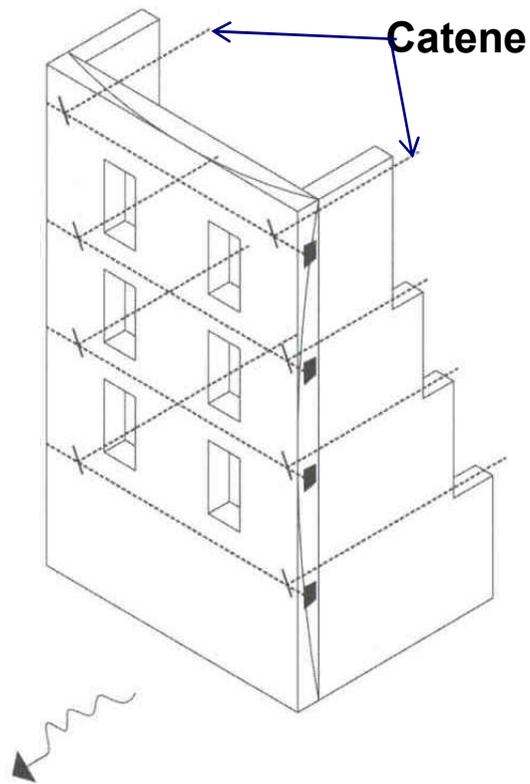
Coefficiente C per pareti a sacco e monolitiche



COLLASSO PARETE FUORI PIANO

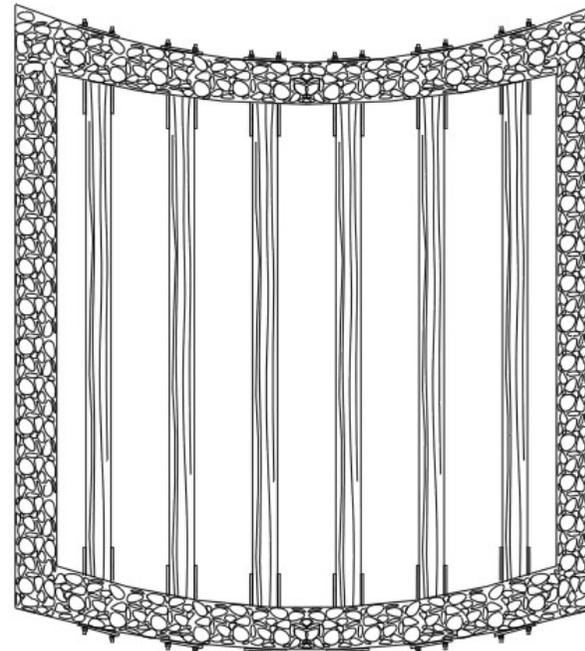
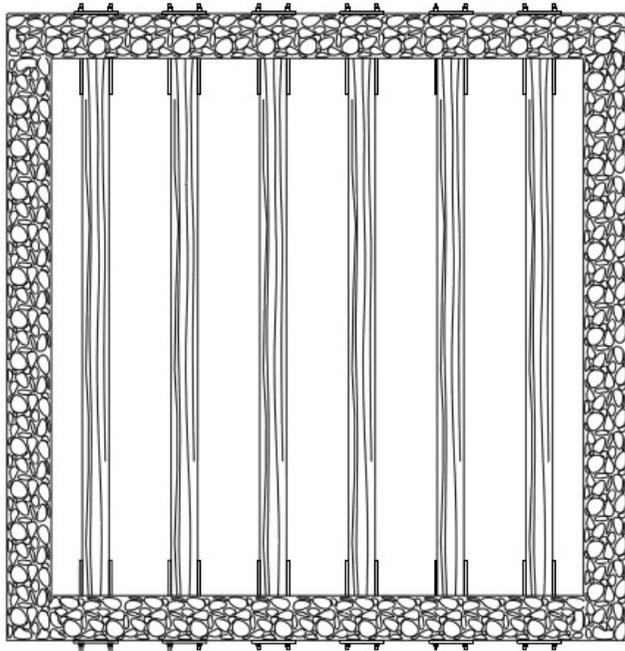
- 1° modo di deformazione della cella muraria: estensione

Rimedi: inserimento di legature orizzontali



COLLASSO CELLA MURARIA

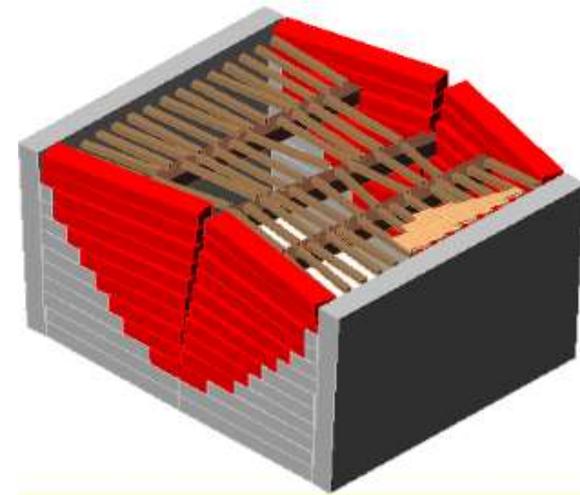
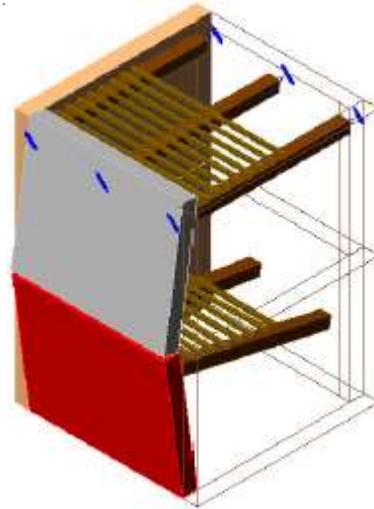
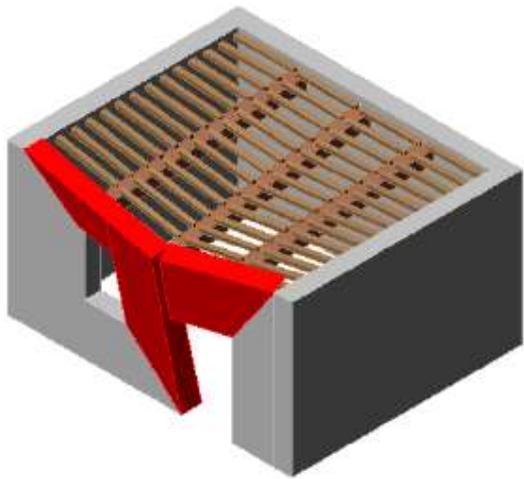
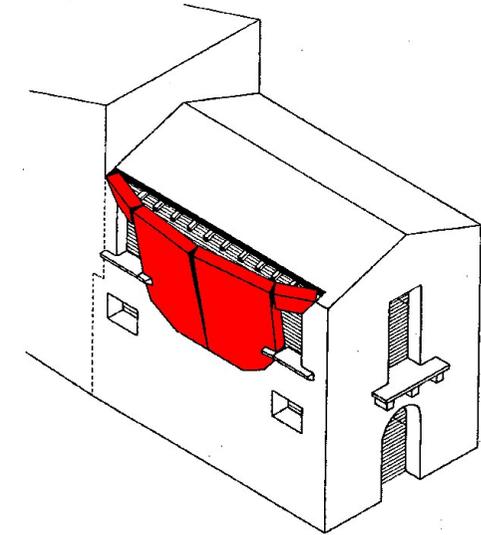
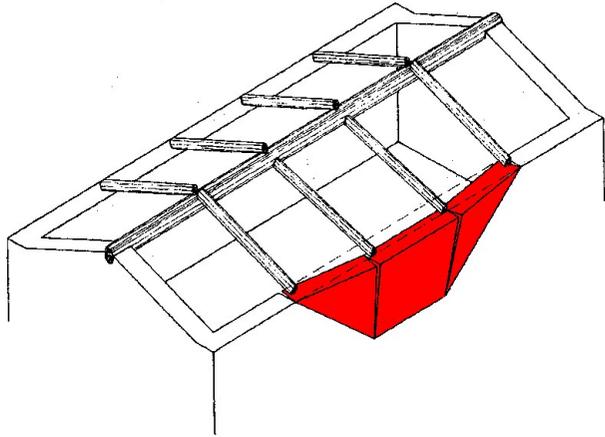
- 2° modo di deformazione della cella muraria: flessione



Solaio deformabile con travi ben collegate alle pareti.

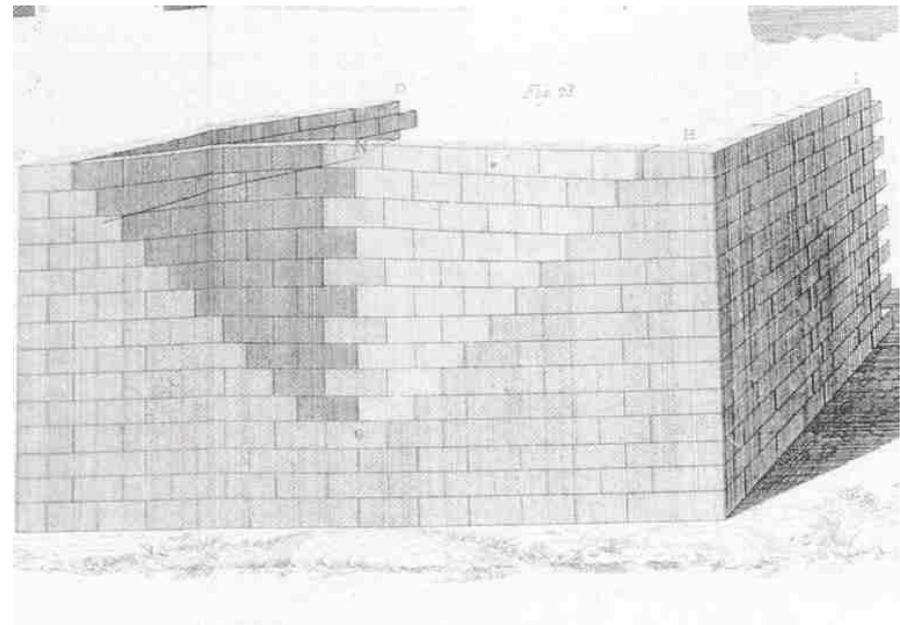
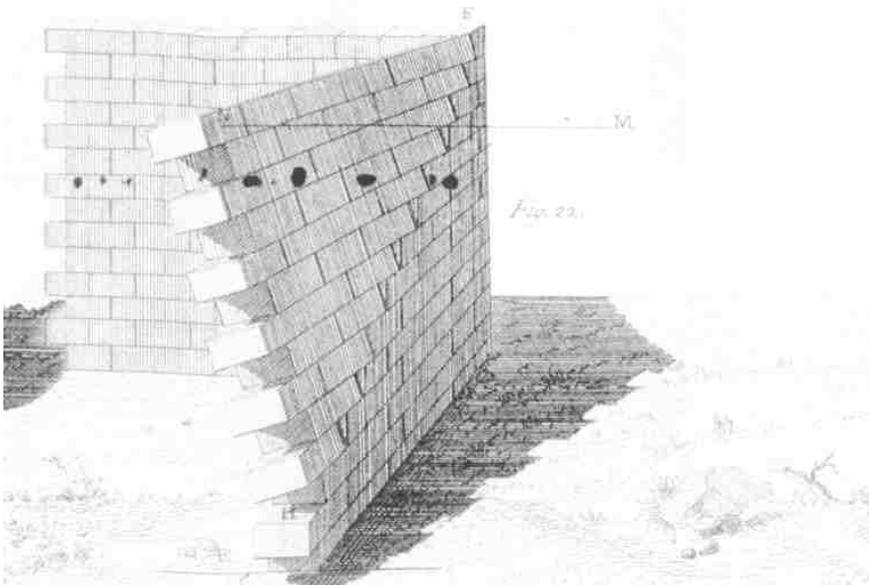
COLLASSO PARETE FUORI PIANO

- 2° modo di deformazione della cella muraria: flessione



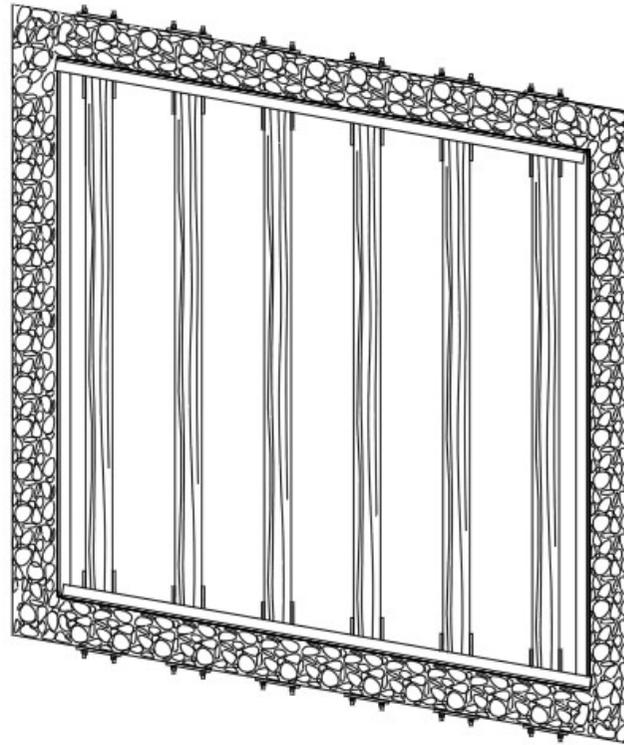
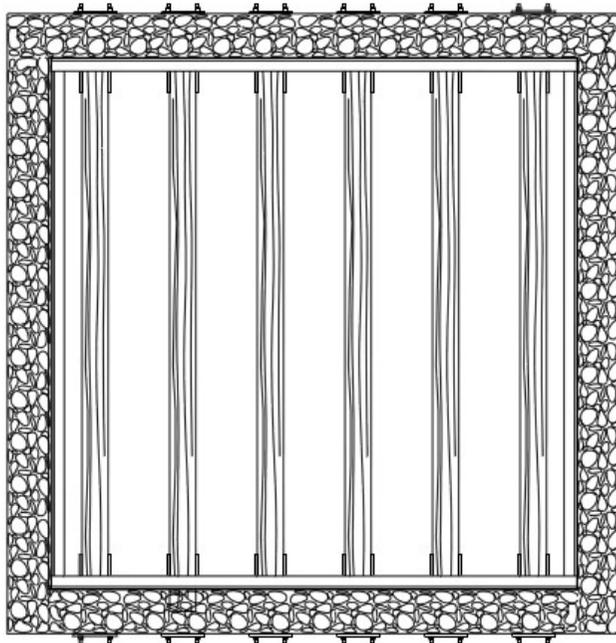
COLLASSO PARETE FUORI PIANO

- 2° modo di deformazione della cella muraria: flessione



COLLASSO CELLA MURARIA

- 3° modo di deformazione della cella muraria: scorrimento

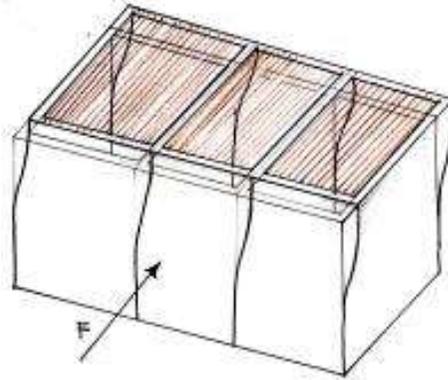


Rimane inalterata la ripartizione delle forze sismiche tra le pareti di taglio.
Non si creano effetti torsionali globali.

COLLASSO CELLA MURARIA

- 3° modo di deformazione della cella muraria: scorrimento

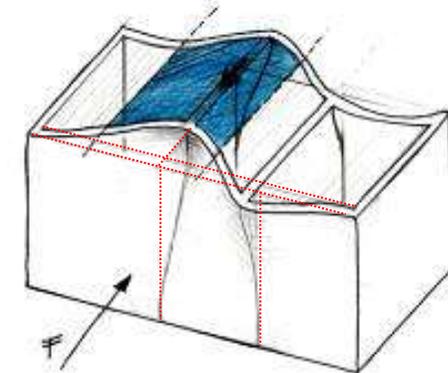
CON SOLAIO
RIGIDO



Ripartizione delle azioni
sismiche:

RIGIDENZE

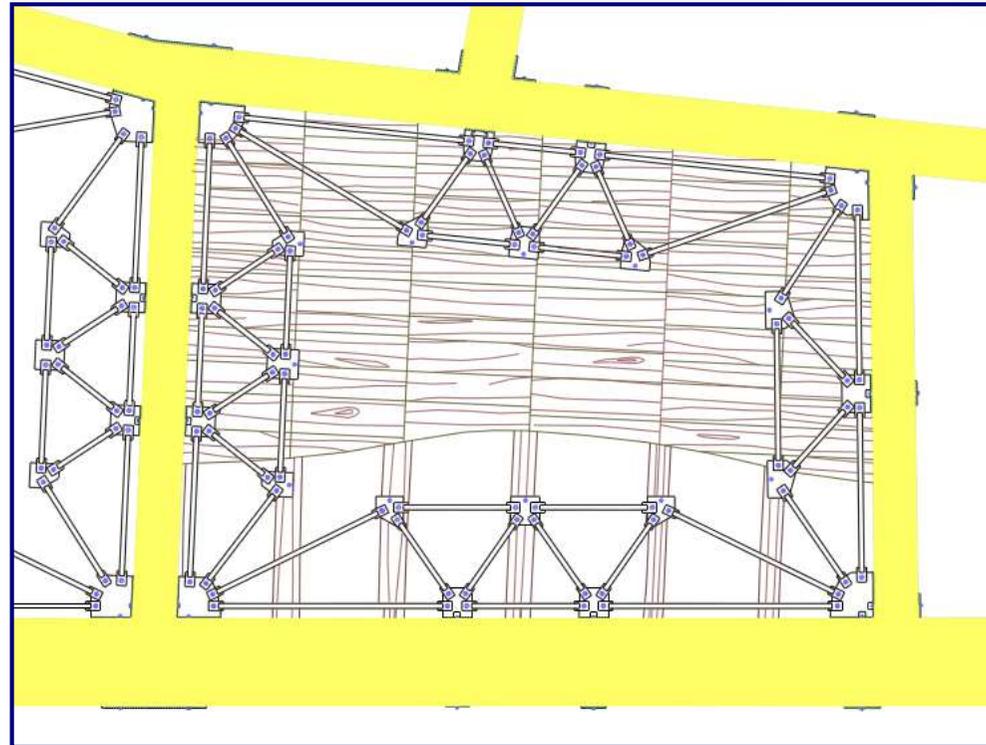
CON SOLAIO
DEFORMABILE



AREE D'INFLUENZA

COLLASSO CELLA MURARIA

- 3° modo di deformazione della cella muraria: scorrimento



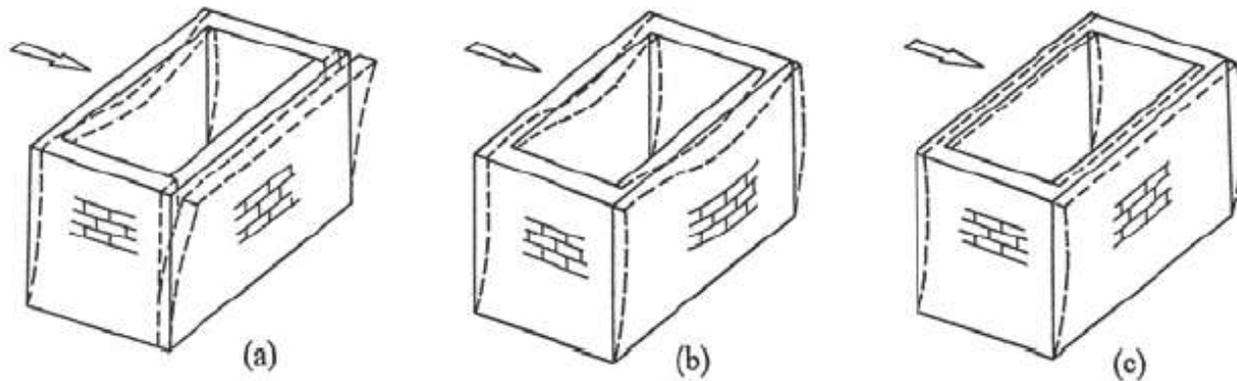
Ronforzo con travi reticolari in spessore di solaio per contrastare le sollecitazioni fuori piano delle pareti.

CAUSE DI DANNO NEGLI EDIFICI IN MURATURA SOGGETTI AD ECCITAZIONE SISMICA

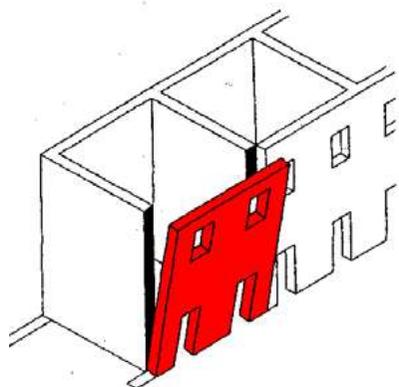
- *Inadeguata integrità strutturale*
- *Inadeguata distribuzione degli elementi resistenti*
- *Inadeguata resistenza dei materiali*
- *Inadeguato sistema di fondazione*

INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE

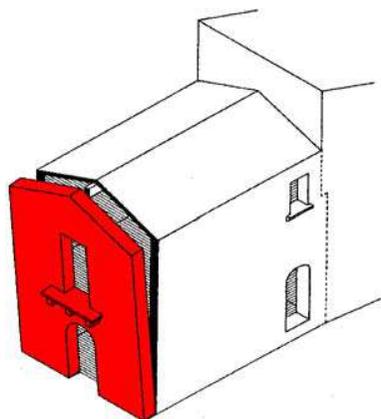
- *Collegamenti tra pareti che si intersecano insufficienti o assenti*
- *Collegamenti tra pareti e solai insufficienti o assenti*
- *Inadeguata rigidezza dei solai nel proprio piano*



INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE



Ribaltamento parete



Ribaltamento parete

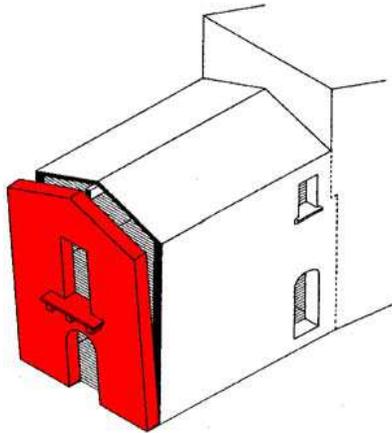


Duomo di Mirandola – Emilia 2012

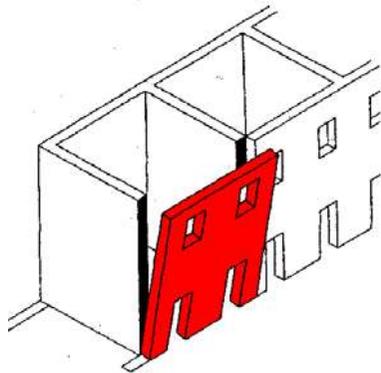


Edificio centro L'Aquila – L'Aquila 2009

INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE



Ribaltamento parete



Ribaltamento parete

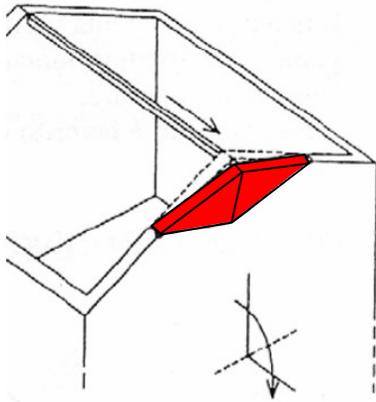


Finale Emilia – Emilia 2012

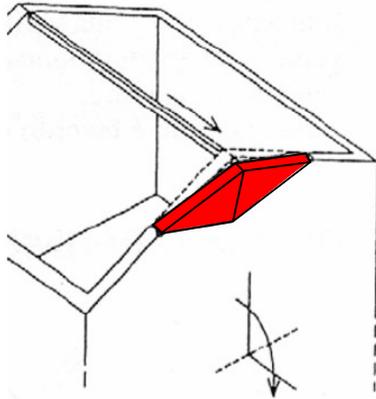


Edificio centro L'Aquila – L'Aquila 2009

INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE



Ribaltamento timpano



Ribaltamento timpano



Chiesa centro L'Aquila – L'Aquila 2009



Ribaltamento timpano – San Gregorio (AQ) 2019

INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE

Chiesa delle Anime Sante – L'Aquila

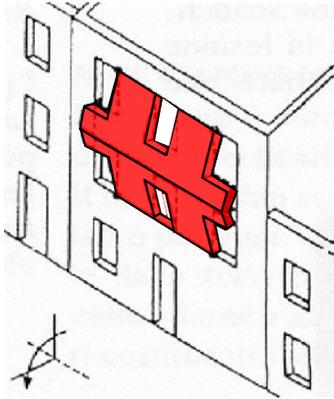


Prima terremoto 2009

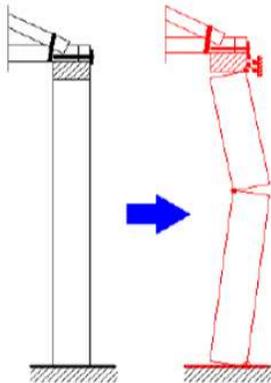


Dopo terremoto 2009

INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE



Flessione verticale fuori piano



Flessione verticale fuori piano

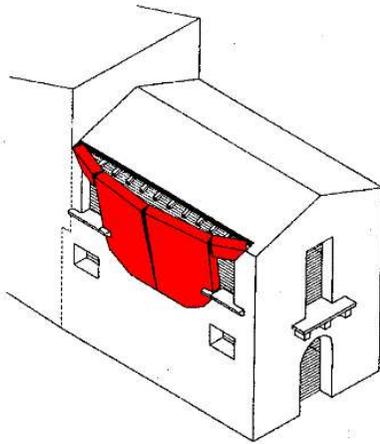


Flessione fuori piano – L'Aquila 2009

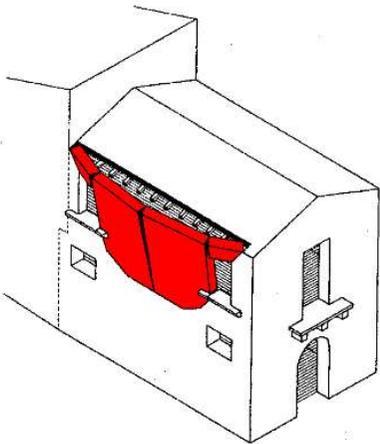


Municipio di Sant'Agostino – Emilia 2012

INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE



Flessione orizzontale fuori piano



Flessione orizzontale fuori piano

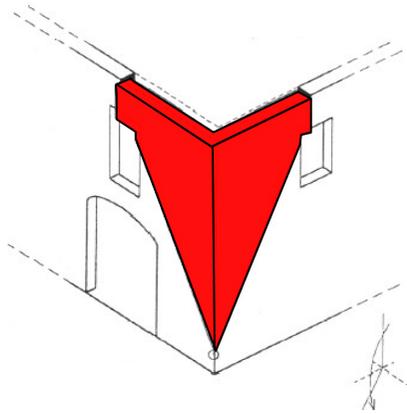


Flessione orizzontale fuori piano – L'Aquila 2009

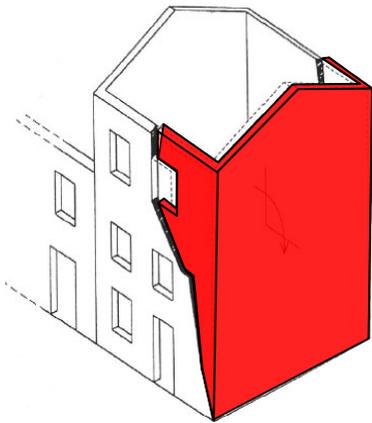


Flessione orizzontale - Salò 2004

INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE



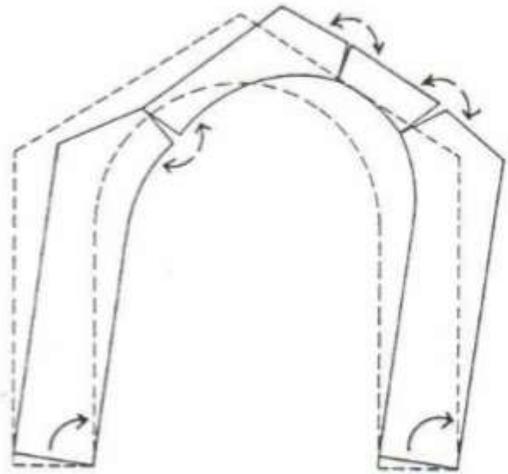
Ribaltamento cantonale



Ribaltamento composto facciata



INADEGUATA INTEGRITA' STRUTTURALE



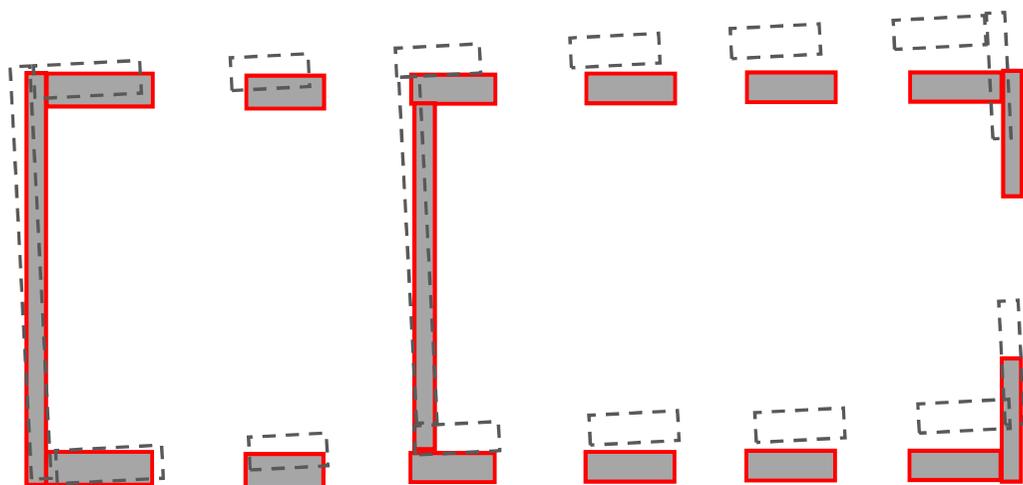
Meccanismo di rottura arco



INADEGUATA DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI

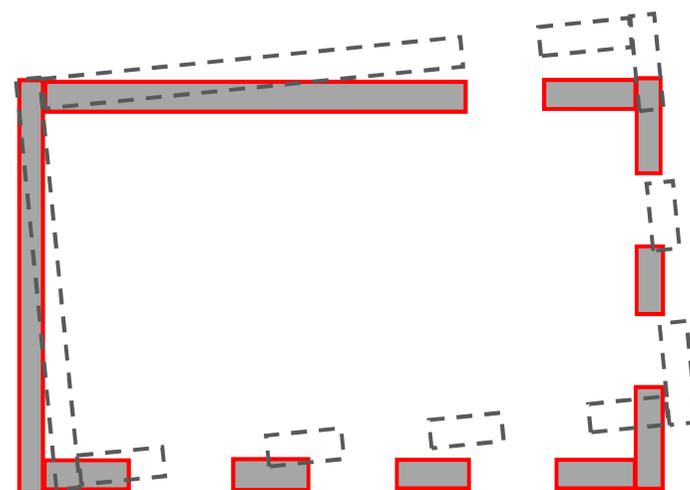
- *Distribuzione non simmetrica*
- *Percentuale di muratura diversa nelle due direzioni*
- *Distribuzione muratura non regolare in elevato*

DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI

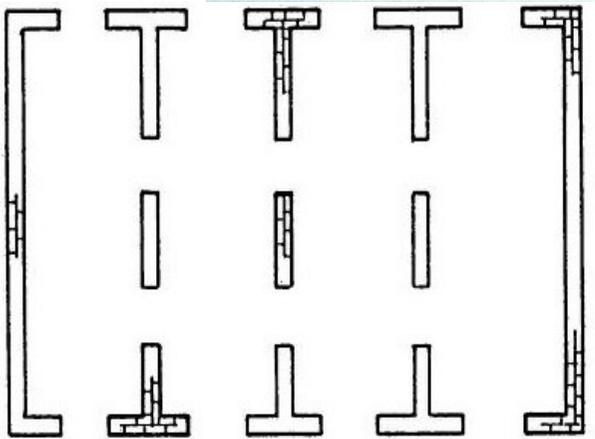


Distribuzione dissimmetrica rispetto ad un asse.

Distribuzione dissimmetrica rispetto ai due assi



DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI



*Neftegorsk, Russia 1995
Collasso in una direzione*

INADEGUATA RESISTENZA DEI MATERIALI

- *Tipo di muratura (a uno o più paramenti, tessitura)*
- *Malta scadente, blocchi irregolari, presenza o meno di diatoni*

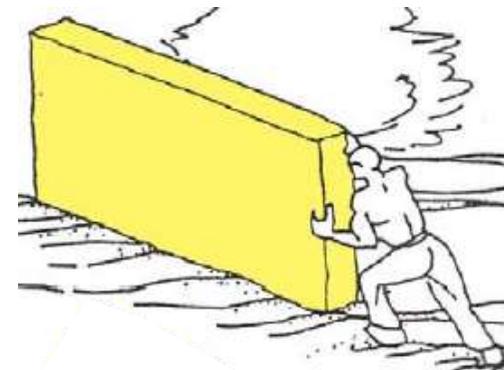
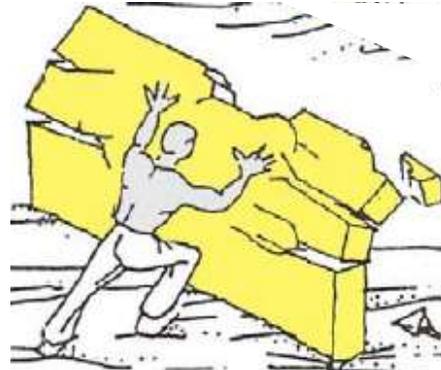
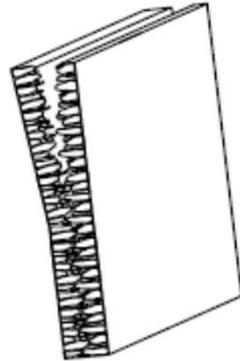
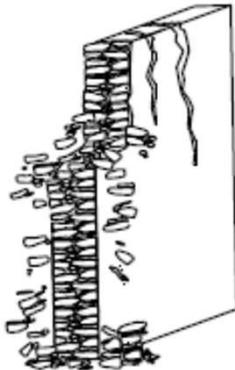
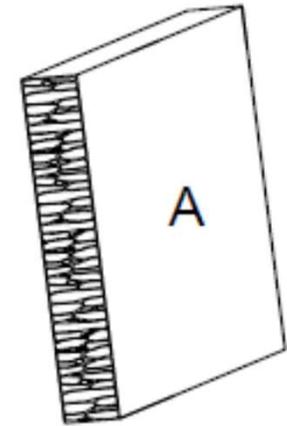
Danni attesi

- *Fessure diagonali nei maschi e nelle traverse*
- *Parziale disintegrazione o collasso delle murature portanti*
- *Collasso parziale o globale della struttura*

INADEGUATA RESISTENZA DEI MATERIALI

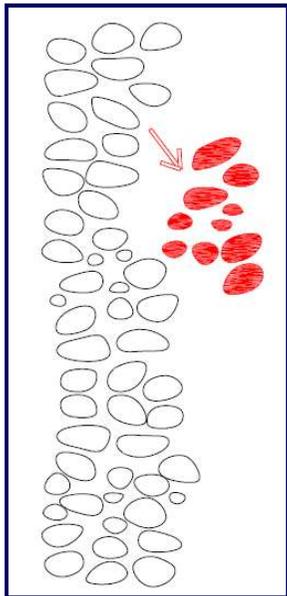
Le pareti murarie degli edifici possono essere soggette ai seguenti tipi di collasso quando eccitate dal sisma

1. Disgregazione della tessitura muraria
2. Separazione strati (più paramenti, sacco)
3. Collasso della parete fuori dal proprio piano
4. Collasso della parete nel proprio piano



DISGREGAZIONE TESSITURA MURARIA

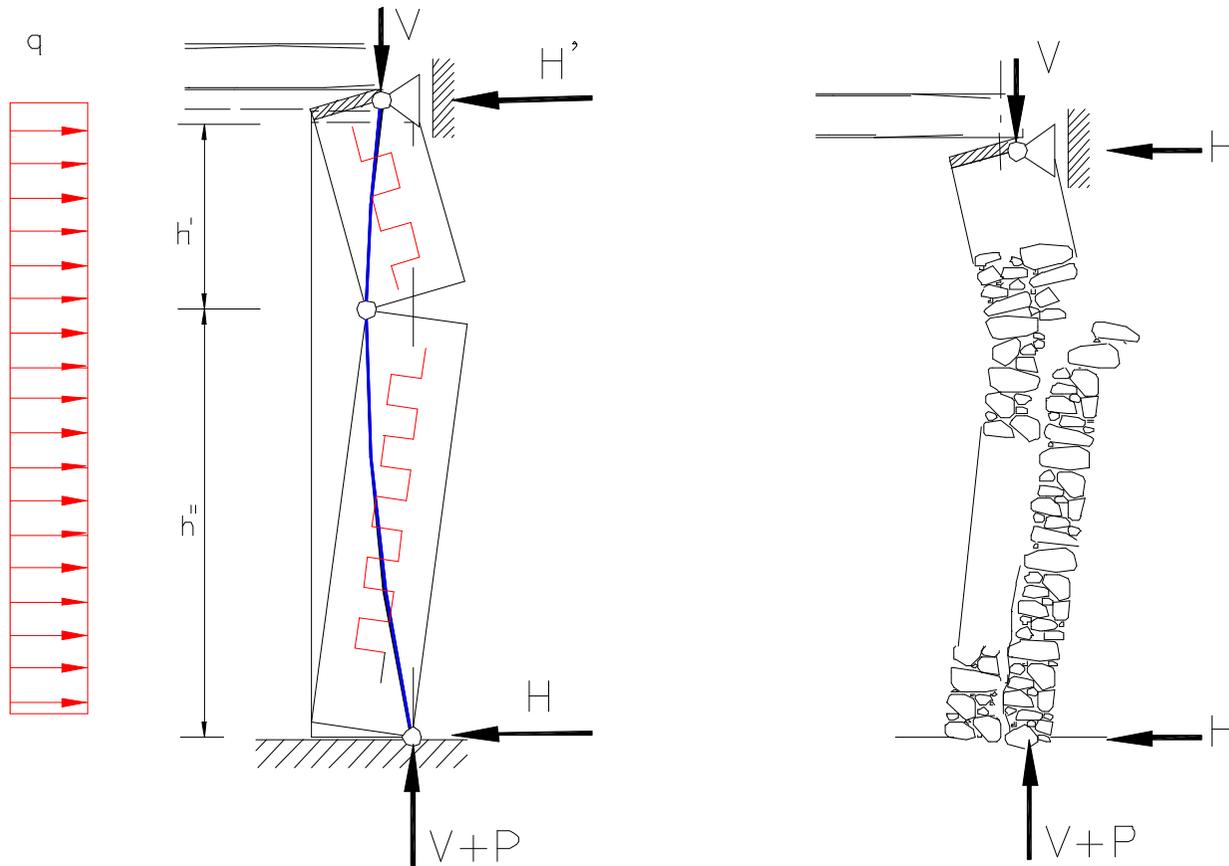
Espulsione del paramento esterno



DISGREGAZIONE TESSITURA MURARIA



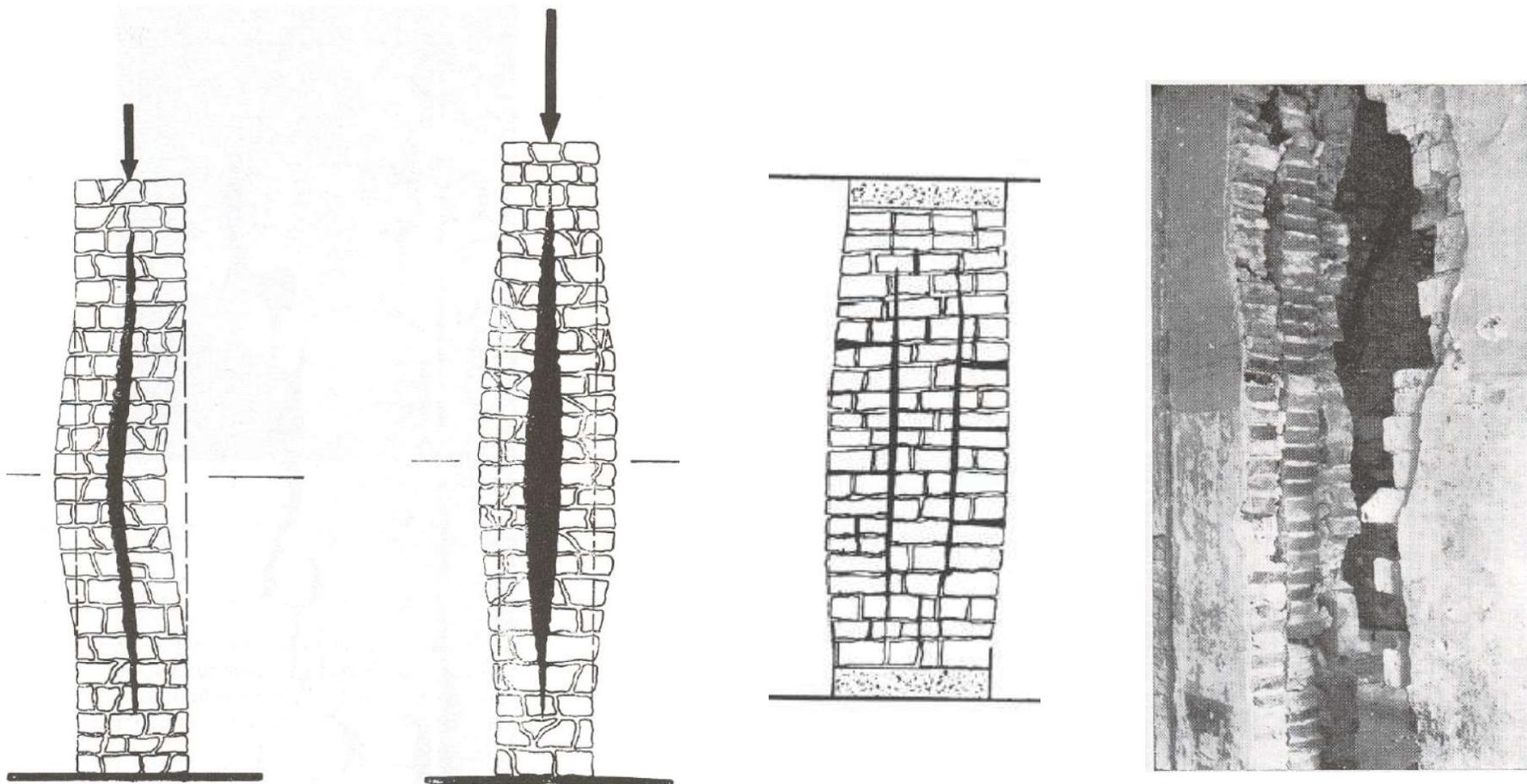
DISGREGAZIONE TESSITURA MURARIA



Se la muratura si disgrega, non si arriva alla formazione di meccanismi.

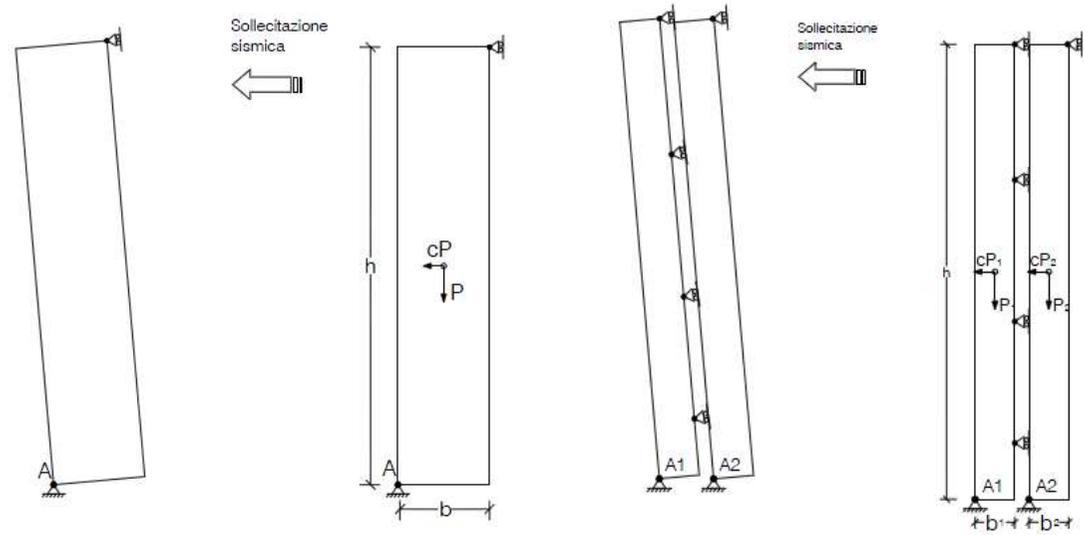
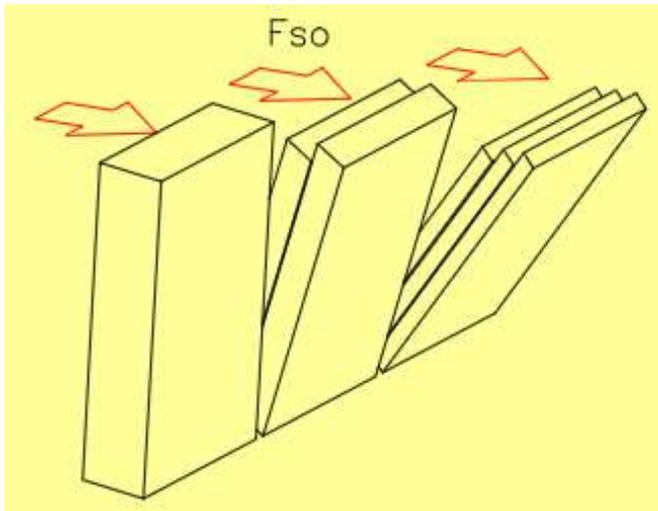
SEPARAZIONE MURATURE A STRATI

- Quadri fessurativi nel piano della muratura (*rigonfiamenti in superficie*)



SOLLECITAZIONE CRITICA PARETE FUORI PIANO

- Ribaltamento



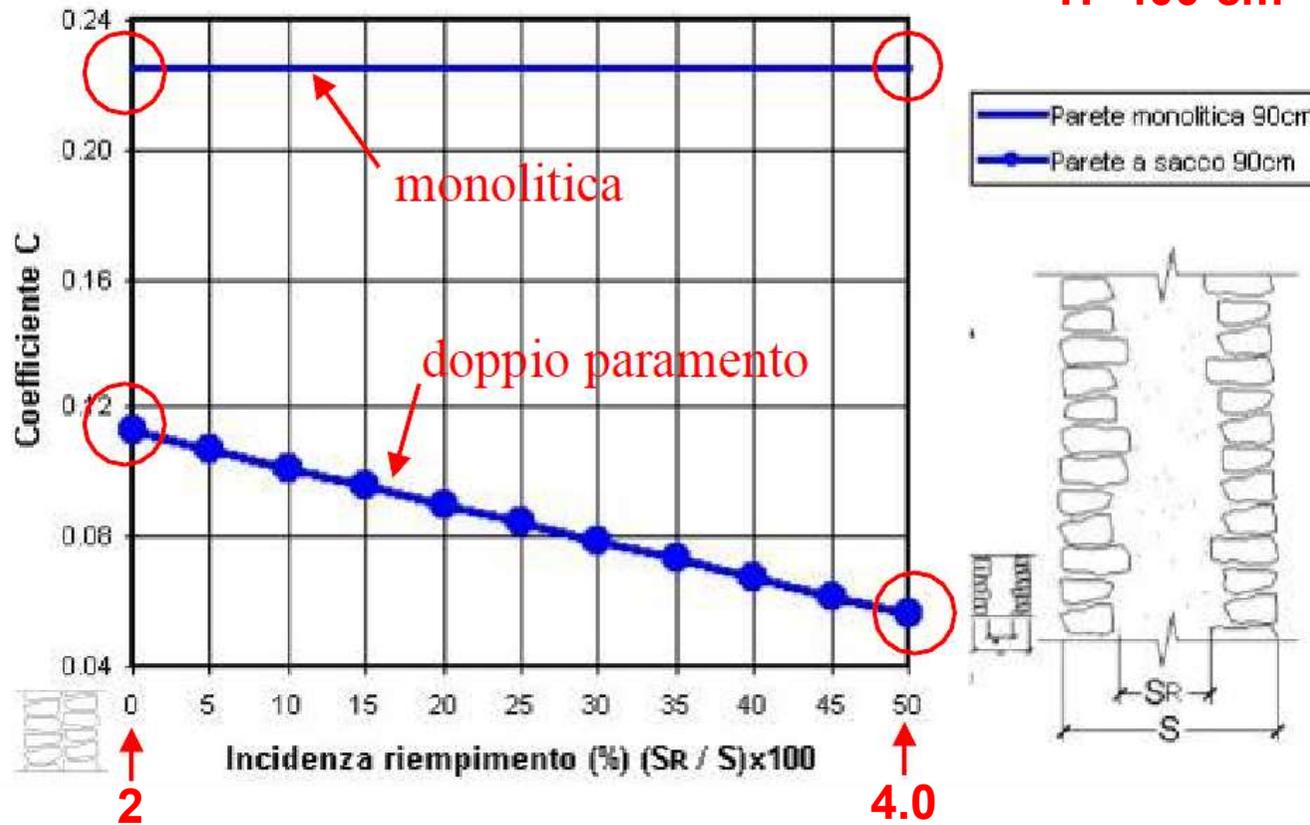
Moltiplicatori di collasso molto diversi.

SOLLECITAZIONE CRITICA PARETE FUORI PIANO

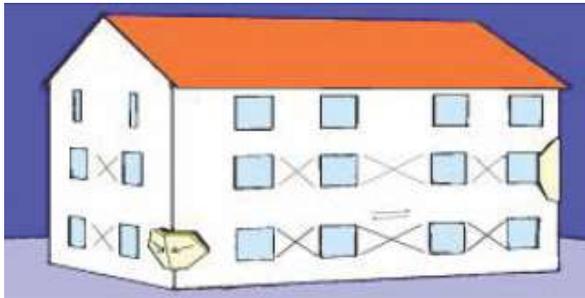
- Ribaltamento

Coefficiente C per pareti a sacco e monolitiche

H=400 cm



COLLASSO PARETE NEL PROPRIO PIANO



Budva, 1979 - Rottura a taglio dei maschi del piano terra



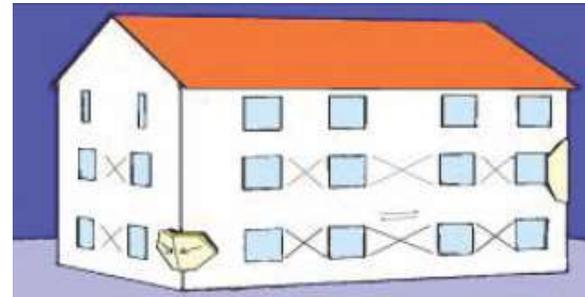
*L'Aquila, 2009
Fessurazione diagonale maschi*

INADEGUATA RESISTENZA DEI MATERIALI



Polog, 1998

Fessurazione diagonale maschi e danneggiamento dei maschi d'angolo



INADEGUATO SISTEMA DI FONDAZIONE

- *Frane incombenti*
- *Liquefazione del suolo*

Danni attesi

- *Demolizione degli edifici dal fenomeno franoso*
- *Inclinazione o ribaltamento dell'intero edificio per liquefazione del suolo di fondazione*

INADEGUATO SISTEMA DI FONDAZIONE

Las Colinas – El Salvador, 2001

*Frana che demolisce numerose costruzioni
(600 vittime)*



INADEGUATO SISTEMA DI FONDAZIONE

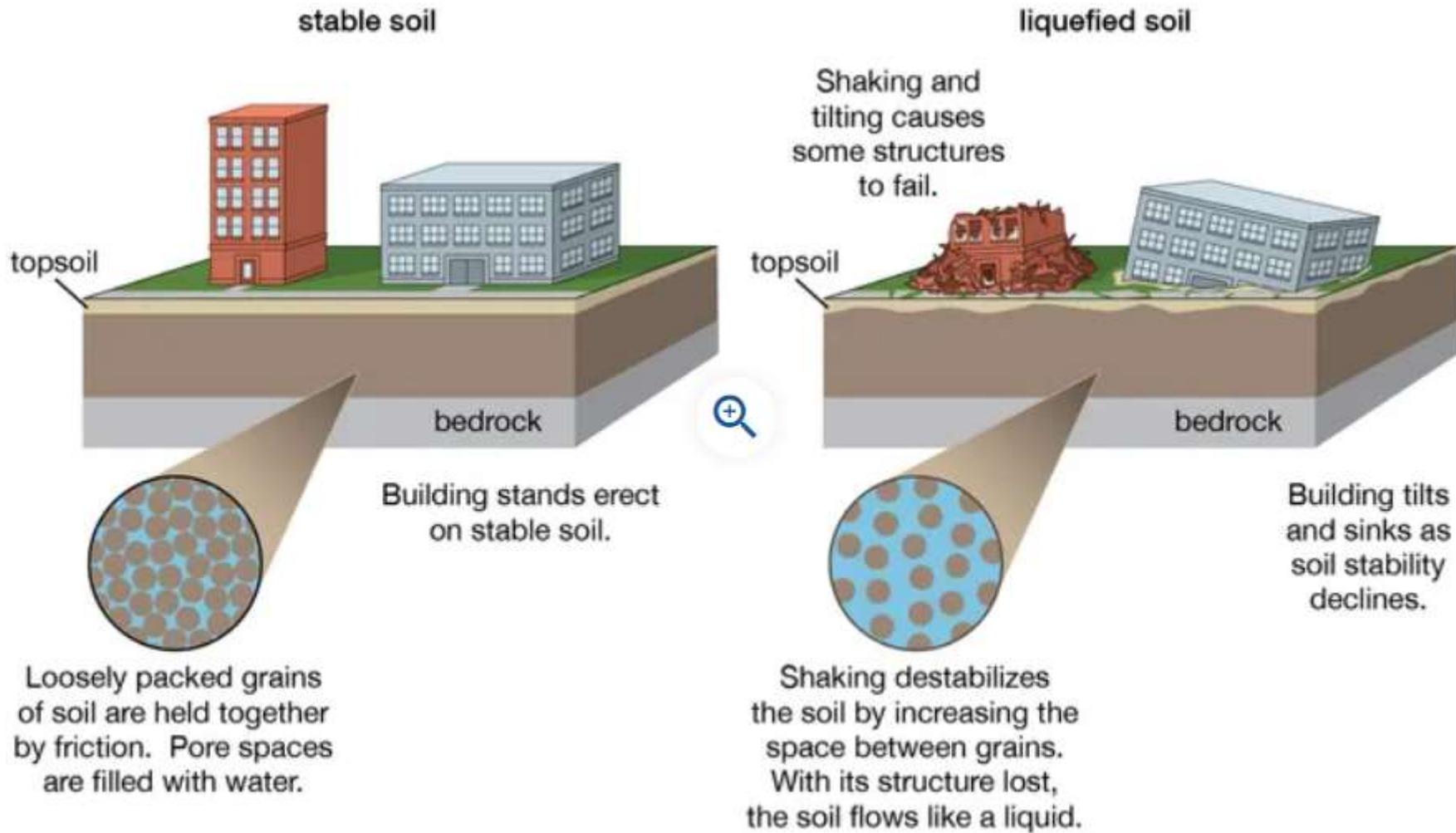


Kobe - Giappone, 1995

*Frana ha causato il collasso di diversi edifici
(30 vittime)*

Boulanger

LIQUEFAZIONE DEL SUOLO



INADEGUATO SISTEMA DI FONDAZIONE

*Adapazari,
Turkia, 1999*

*Ribaltamento di
edifici dovuti a
liquefazione del
suolo di
fondazione*



INADEGUATO SISTEMA DI FONDAZIONE

*Nijgata,
Giappone, 1964*

*Ribaltamento di
edifici dovuti a
liquefazione del
suolo di
fondazione*



MECCANISMI DI DISSESTO

Le esperienze maturate nel corso di passati eventi sismici evidenziano che i meccanismi di dissesto sono favoriti da:

- *Assenza di connessioni tra le diverse pareti di muratura*
- *Assenza di connessioni efficaci tra pareti ortogonali*
- *Assenza di connessioni trasversali tra paramenti murari di una parete*
- *Muratura poco coesa e facilmente disgregabile*
- *Presenza di elementi spingenti (archi, volte, cupole, puntoni di copertura) la spinta dei quali non sia efficacemente trasferita a elementi strutturali adeguatamente resistenti*
- *Presenza di orizzontamenti voltati di limitato spessore e soggetti a significativi spostamenti delle imposte*

MECCANISMI DI DISSESTO SONO FAVORITI DA:

- *Coperture e/o solai male organizzati e/o mal collegati alle pareti*
- *Presenza di pareti eccessivamente snelle*
- *Presenza, ai piani alti, di masse di entità significativa (anche dovute a sopraelevazioni successive)*
- *Presenza di fenomeni di degrado dei materiali*
- *Presenza di elementi non strutturali non adeguatamente ancorati o di per sé fragili e poco resistenti (cornicioni, timpani di facciata, camini, elementi di decoro, serbatoi, apparecchiature impiantistiche, ecc)*
- *Presenza di corpi di fabbrica di differente altezza.*

**PER RIMUOVERE LE CRITICITA' EVIDENZIATE E'
NECESSARIA L'ESECUZIONE DI INTERVENTI DI
RINFORZO**

PROGETTAZIONE INTERVENTI SULL'ESISTENTE

- ***Comprendere i meccanismi di risposta al sisma dell'edificio esistente (individuazione e interpretazione)***
- ***Individuare le criticità del sistema (vulnerabilità)***
- ***Stabilire le finalità degli interventi:***
 - *Eliminare criticità strutturali*
 - *Eventualmente incrementare la resistenza/capacità*
- ***Scegliere le tecniche maggiormente idonee***
- ***Comprendere gli effetti degli interventi***
- ***Valutare il livello di sicurezza raggiunto***

CRITERI GENERALI PER LA SCELTA DELL'INTERVENTO

- ***Evitare variazioni nella distribuzione delle rigidezze:***
 - *Gli interventi di rinforzo vanno applicati in modo regolare ed uniforme alle strutture*
 - *Interventi locali possono peggiorare il comportamento globale dell'edificio*
- ***L'intervento deve essere giustificato; si deve dimostrare:***
 - *La carenza dello stato attuale del fabbricato*
 - *Il beneficio apportato dall'intervento*
- ***L'intervento deve portare ad un'uniformità del livello di sicurezza per tutti i macroelementi***

CRITERI PER LA SCELTA DELL'INTERVENTO

- ***Frequentemente l'intervento non può essere finalizzato solo al raggiungimento di un appropriato livello di sicurezza della costruzione, ma deve garantire anche:***
 - *Compatibilità meccanica, chimica, fisica*
 - *Integrazione della struttura, non trasformazione*
 - *Rispetto della concezione e delle tecniche originarie della struttura*
 - *Limitata invasività*
 - *Possibilmente, reversibilità o rimovibilità*
 - *Durabilità degli interventi*
 - *Minimizzazione dell'intervento (sia per conservazione, sia per limitare i costi)*

TECNICHE DI INTERVENTO

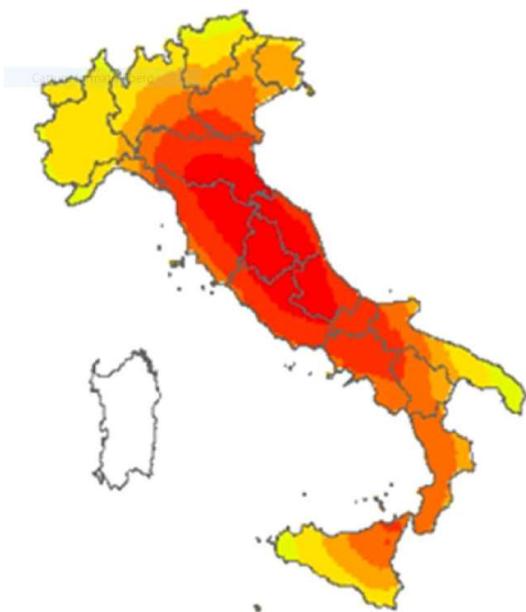
Le tecniche di intervento per rimuovere le criticità strutturali e incrementare le prestazioni in caso di sisma riguardano:

- ***Il miglioramento dei collegamenti (tra muri ortogonali, tra muri e solai, tra muri e volte)***
- ***Il rinforzo dei solai di piano e di copertura***
- ***Il rinforzo degli elementi resistenti verticali (distribuzione murature e miglioramento delle prestazioni dei materiali)***

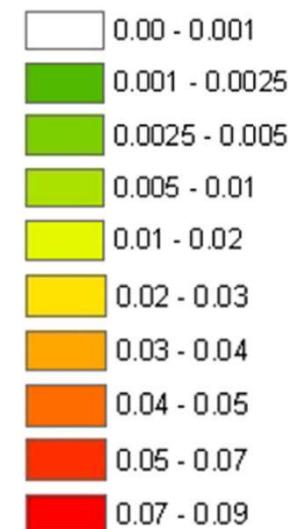
IL MIGLIORAMENTO DEI COLLEGAMENTI

RISCHIO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Muratura in pietra di 1-2
piani senza legature
(catene o cordoli)



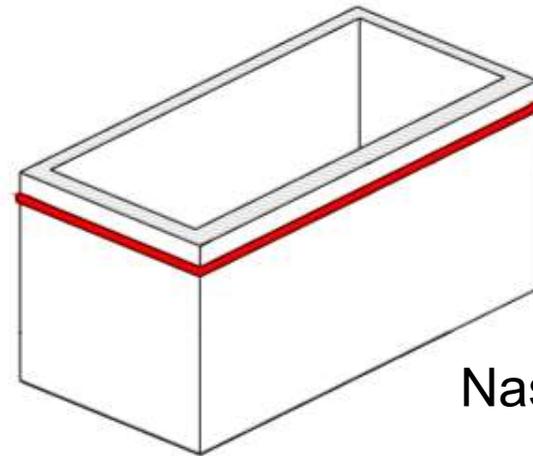
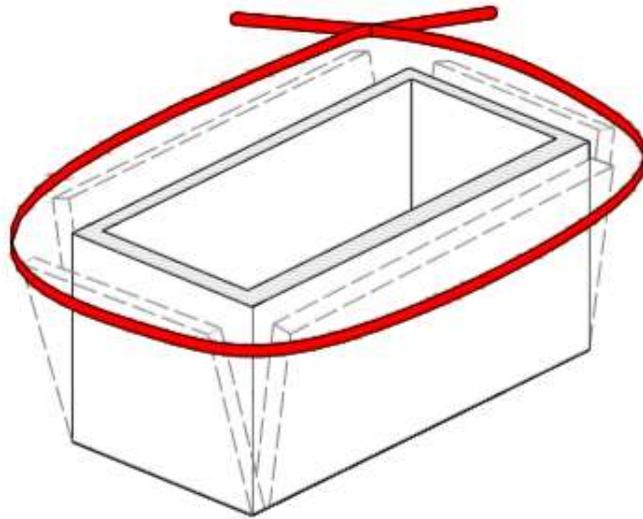
Muratura in pietra di 1-2
piani con legature
(catene o cordoli)



Probabilità annuale di perdere il valore dell'edificio (elaborazione sui dati dei rilievi post sismici in Italia (Rota, Penna, Strobbia, Magenes 2011))

LEGATURE ORIZZONTALI

Principio: favorire un comportamento scatolare



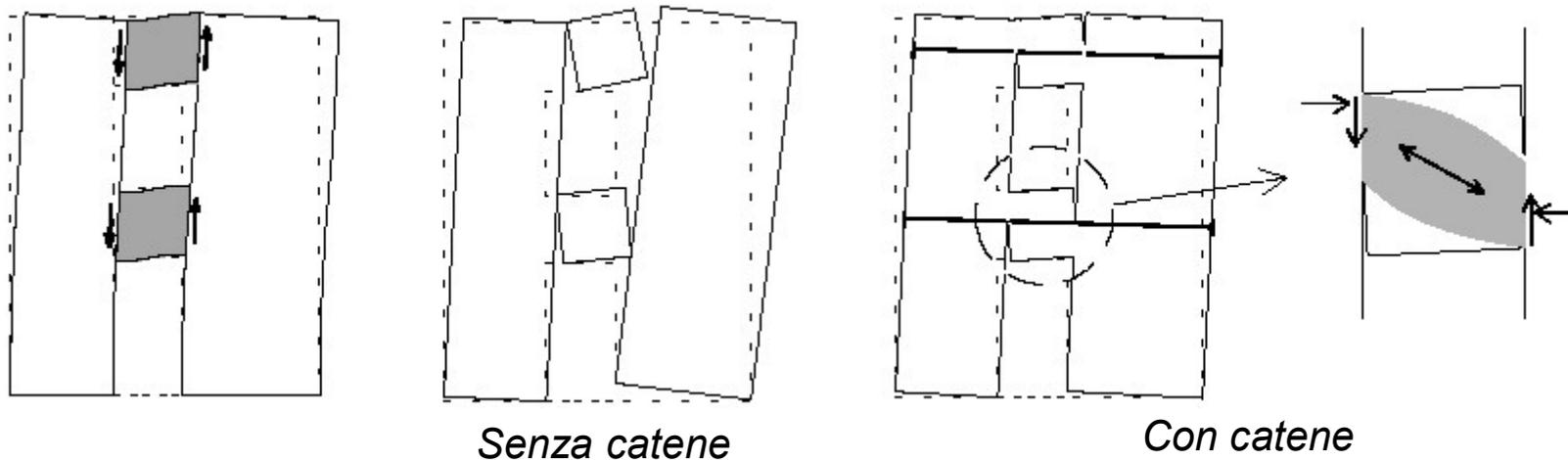
Nastri in FRP



Catene perimetrali

LEGATURE ORIZZONTALI

- *Le tirantature orizzontali sono indispensabili, se non ci sono cordoli o catene a livello dei solai, per impedire il “rocking” delle fasce di piano*

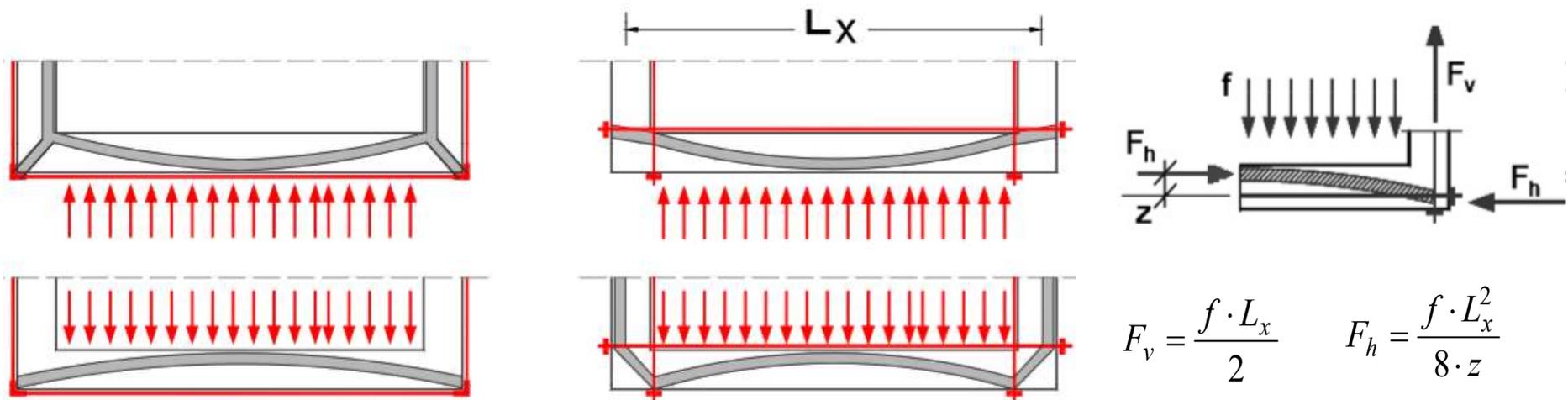


Catene perimetrali

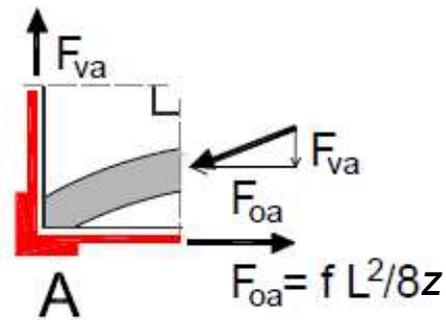
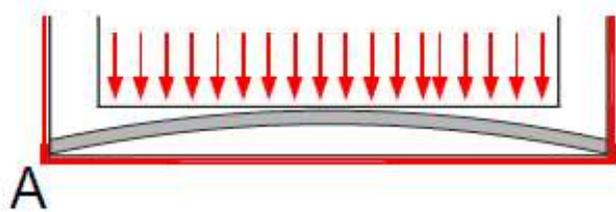
LEGATURE ORIZZONTALI

Le catene perimetrali possono essere:

- Esterne, o alloggiate entro scanalature. Raramente entro fori eseguiti con attrezzo a rotazione (carotatrice).
- Attive, passive, aderenti o non aderenti. Le catene attive con leggera pretensione e non aderenti limitano la fessurazione e rendono l'intervento quasi reversibile. Devono essere protette dalla corrosione.
- Tesate con martinetto o con sistemi a vite (più semplice)

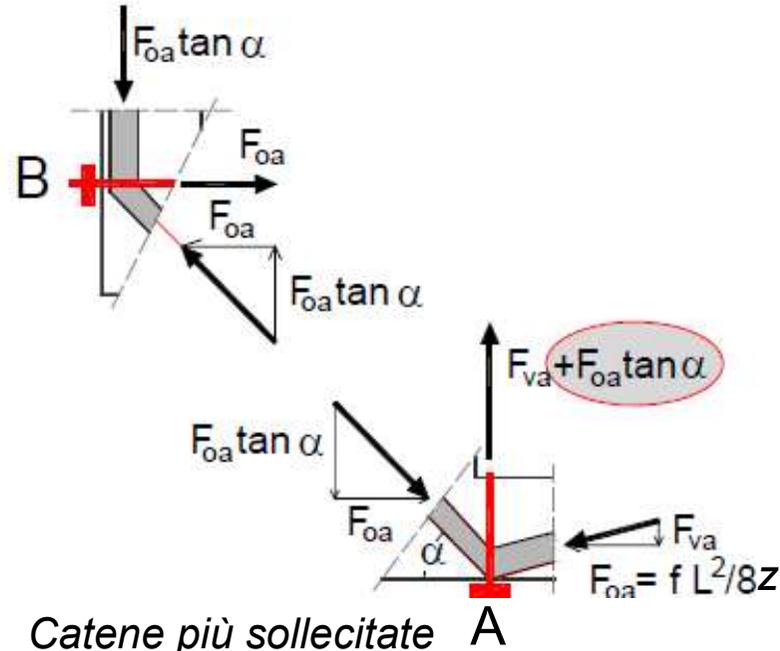
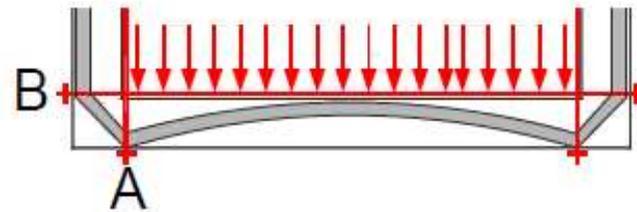


LEGATURE ORIZZONTALI



Catene meno sollecitate
Impatto visivo

$z = \text{freccia dell'arco } (\sim 0.95 t)$

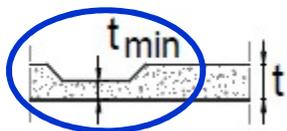
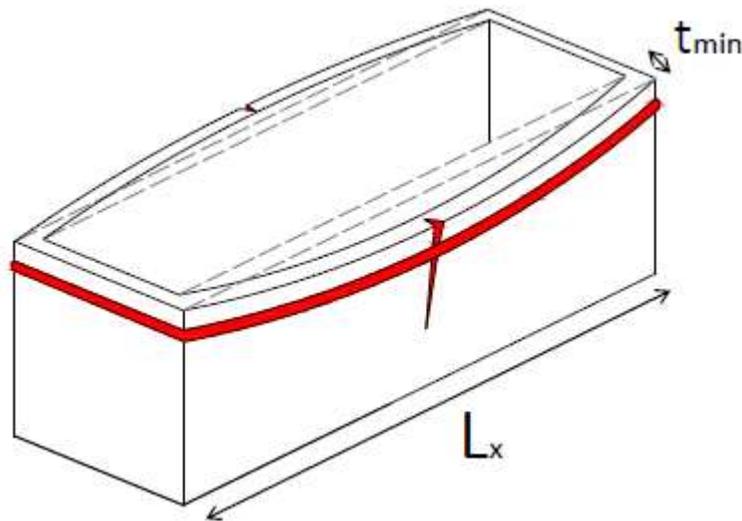


Catene più sollecitate
Nascoste alla vista

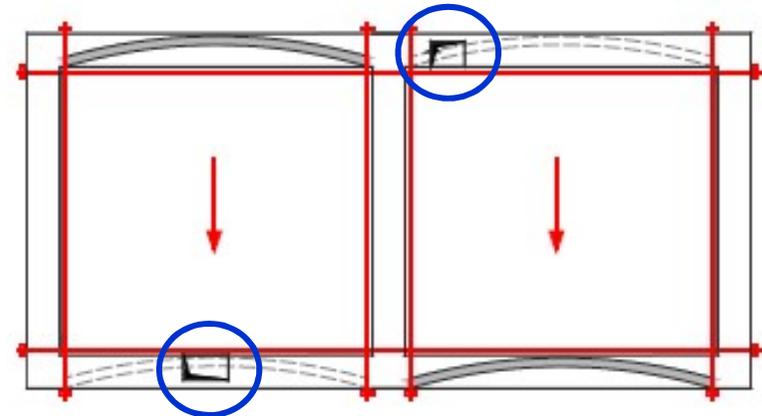
LEGATURE ORIZZONTALI

Le catene perimetrali per essere efficaci è necessario che:

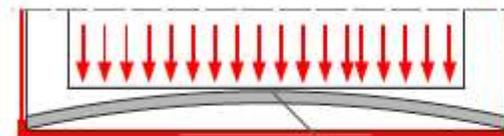
- *Non eccessiva snellezza pareti*
- *Assenza di canne fumarie. Non si può formare il sistema arco-catena*



$$\frac{L_x}{t_{\min}} \leq 10$$



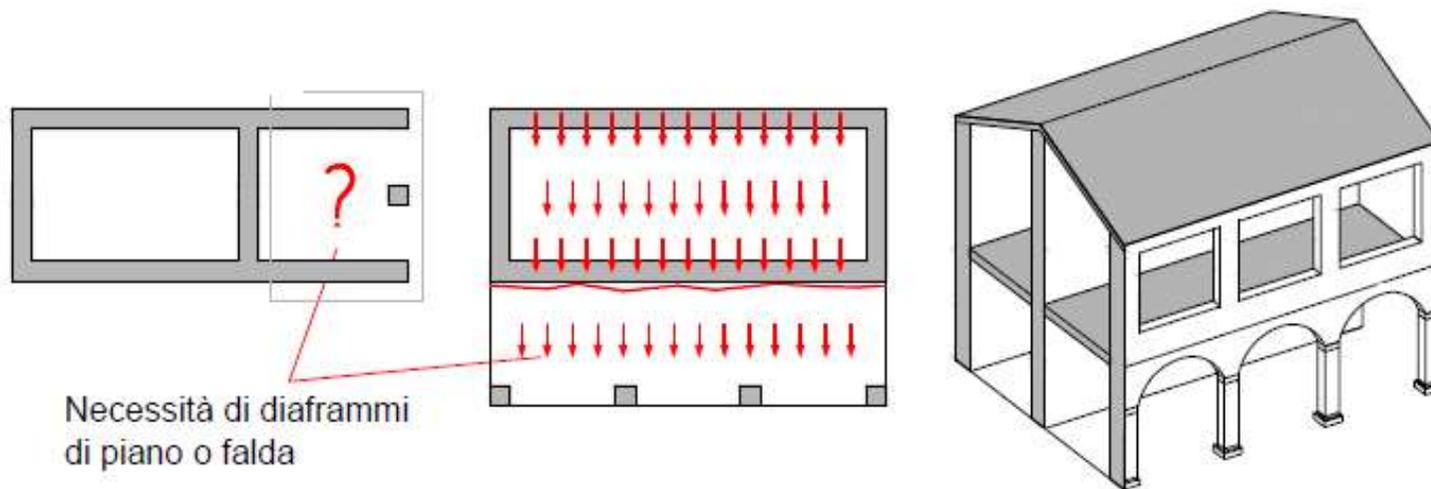
- *Le murature non siano scadenti*



Incapaci di sostenere le importanti compressioni dell'arco di scarico

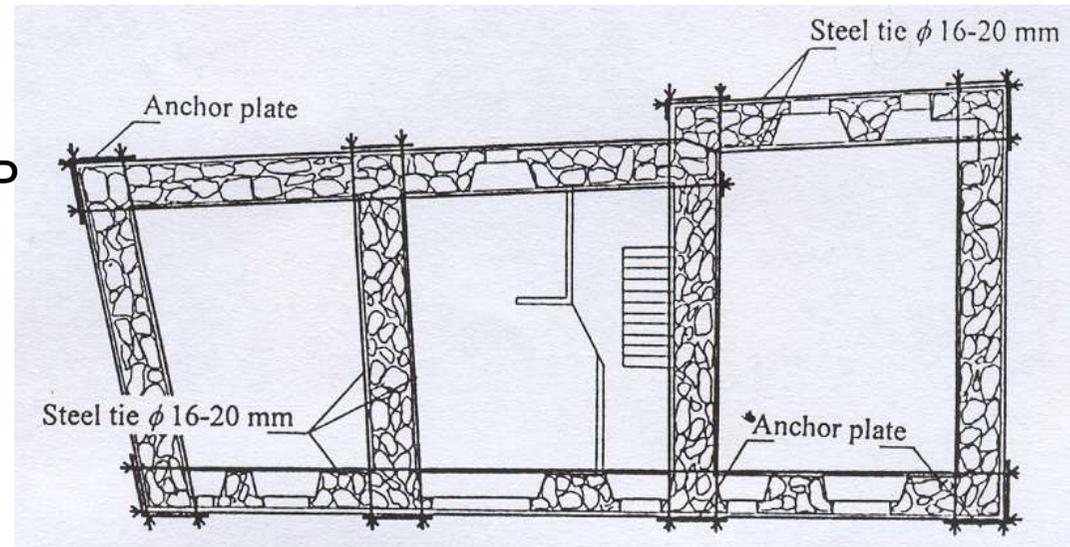
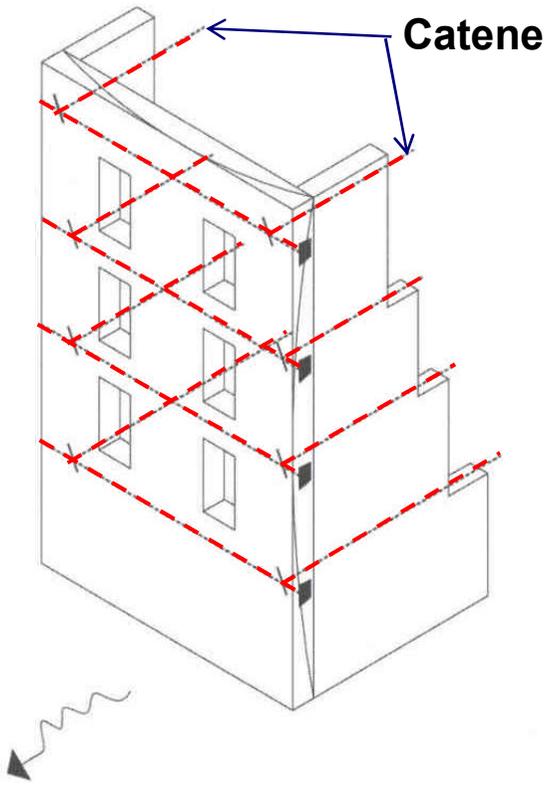
LEGATURE ORIZZONTALI

Se le catene sono inefficaci è necessario realizzare diaframmi di piano

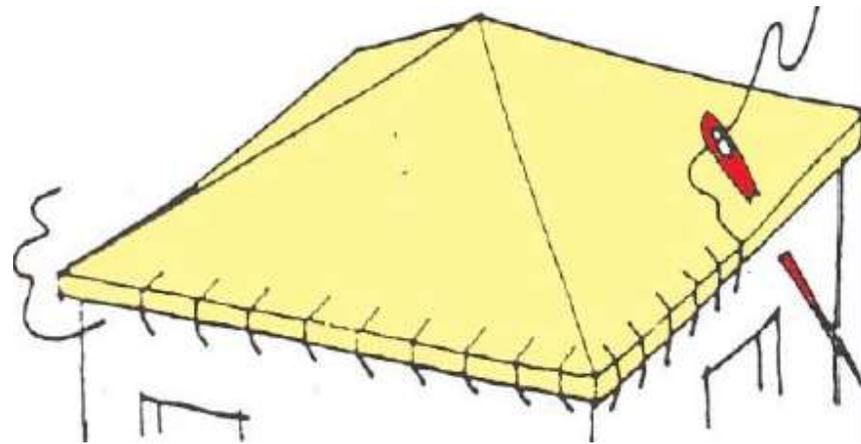
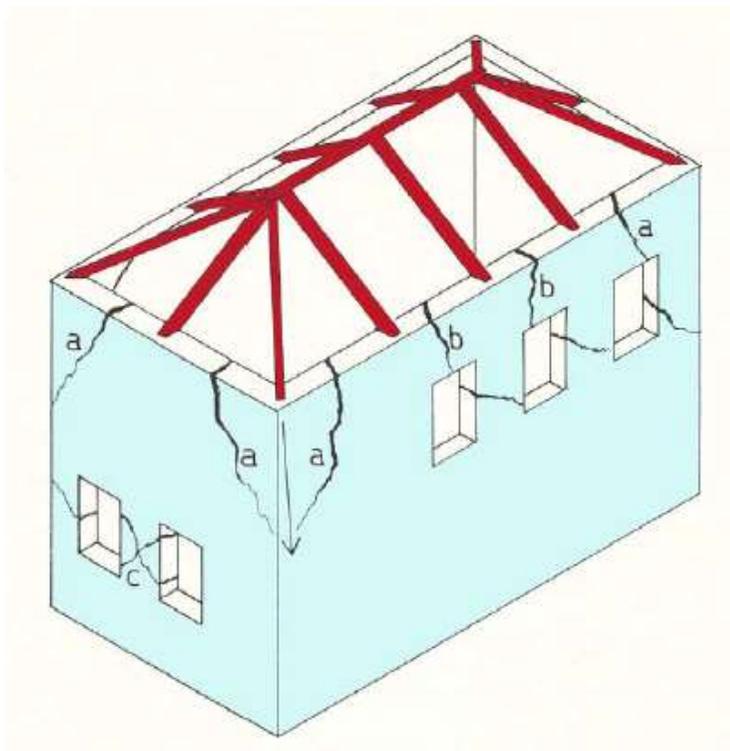


LEGATURE ORIZZONTALI

Rimedi: inserimento di legature orizzontali in acciaio o nastri FRP



LEGATURE COPERTURE-PARETI



LEGATURE ORIZZONTALI



Legature orizzontali in profilati di acciaio spinottati.

EFFETTI LEGATURE ORIZZONTALI



L'Aquila 2009

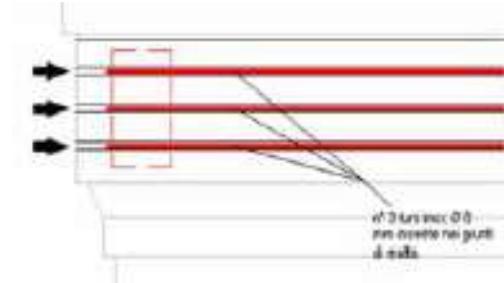
***Separazione parete all'intersezione
con quella perpendicolare***



L'Aquila 2009

Edificio ben legato

EFFETTI LEGATURE ORIZZONTALI



Cerchiature realizzate con elementi metallici o materiali compositi.

Necessario evitare concentrazioni di tensioni in corrispondenza degli spigoli delle murature.



TIRANTATURE VERTICALI E ORIZZONTALI



Christchurch, Nuova Zelanda, edificio in muratura di pietra che ha resistito efficacemente al terremoto del 22/02/2011 ($M_w=6.3$).

TIRANTATURE VERTICALI E ORIZZONTALI



Particolari tirantature verticali e orizzontali post-tese

TIRANTATURE VERTICALI E ORIZZONTALI

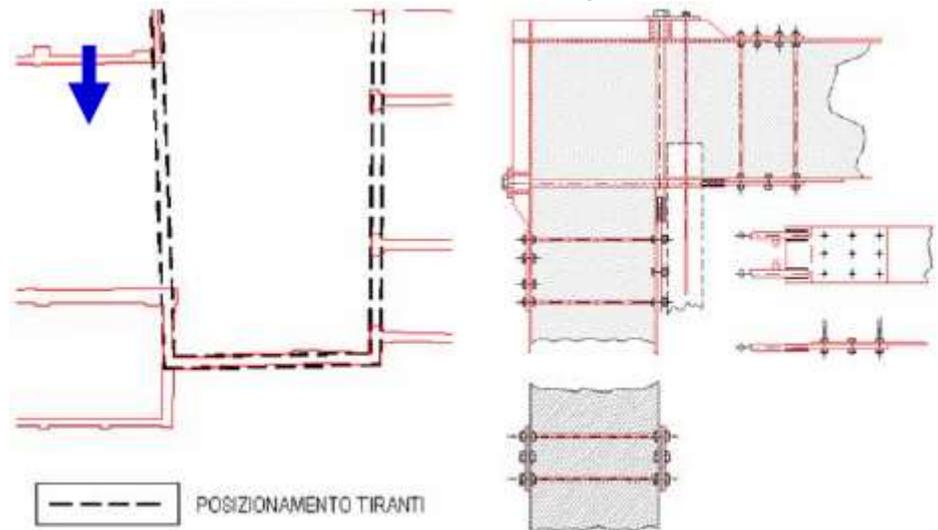


Particolari tirantature verticali e orizzontali post-tese

CORDOLI SOMMITALI

Per collegare efficacemente le pareti in sommità alla muratura e per migliorare l'interazione con la copertura. Possono essere realizzati:

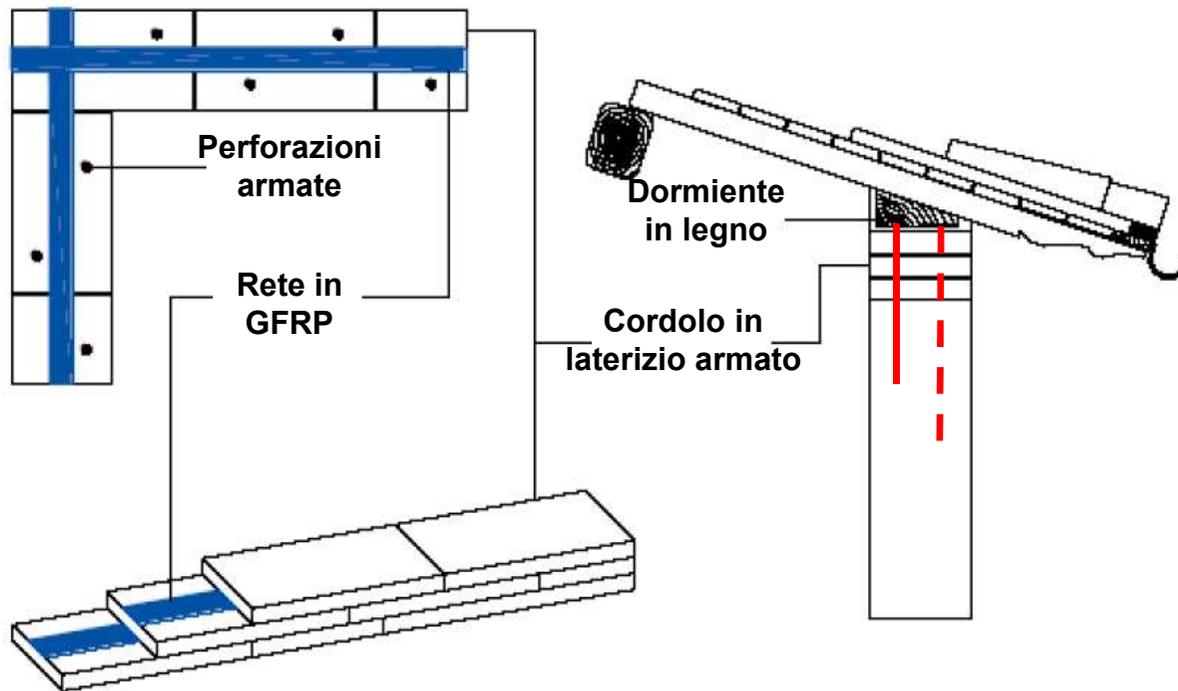
- In c.a., solo se di altezza limitata (incremento di peso e rigidità)*
- In muratura armata (consente di realizzare il collegamento con una tecnica volta alla conservazione delle caratteristiche murarie esistenti)*
- In acciaio (interessanti per leggerezza e limitata invasività)*



CORDOLI SOMMITALI

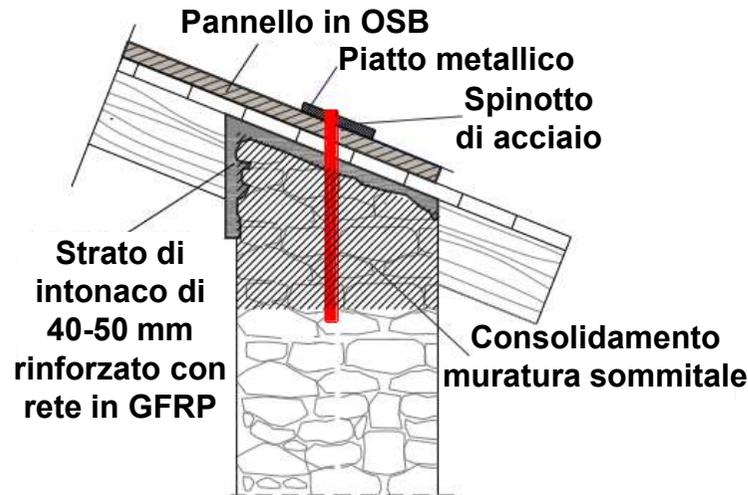
Cordolo in laterizio armato con reti in GFRP annegate nei giunti di malta.

Perforazioni verticali armate con barre di acciaio iniettate.

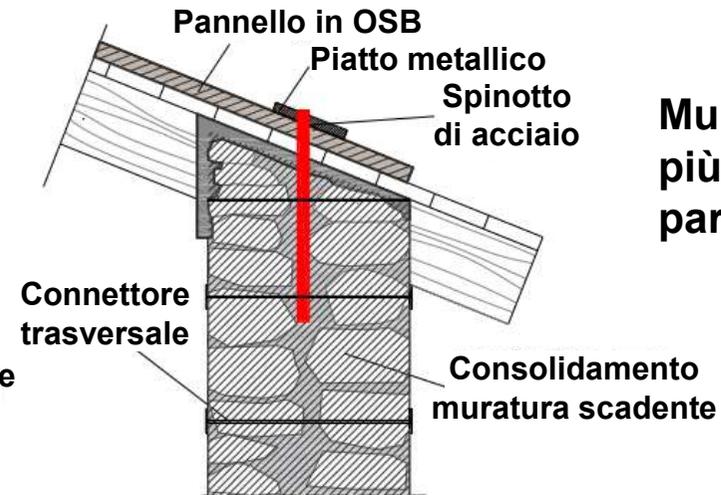


CORDOLI SOMMITALI

**Muratura a
singolo
paramento**



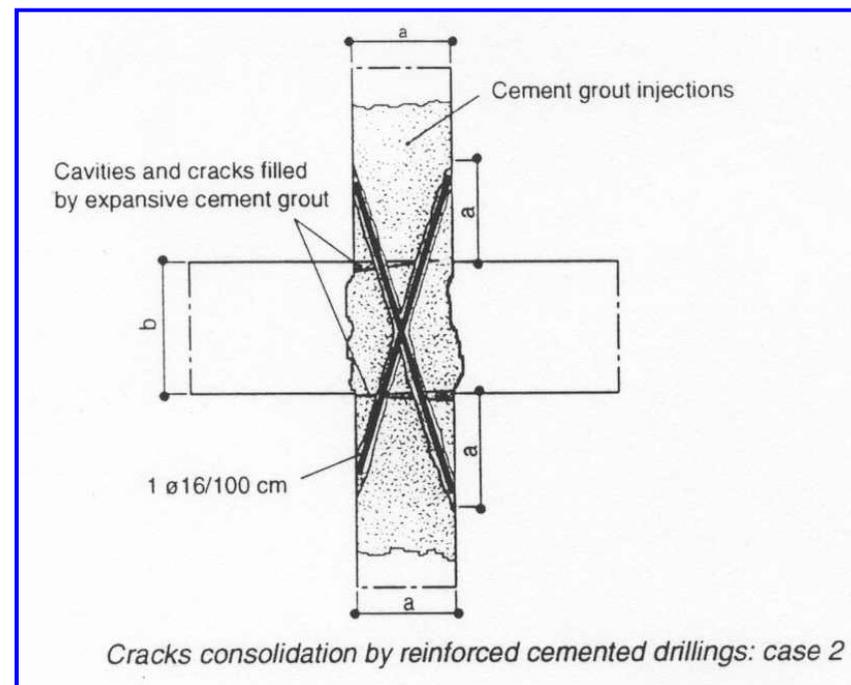
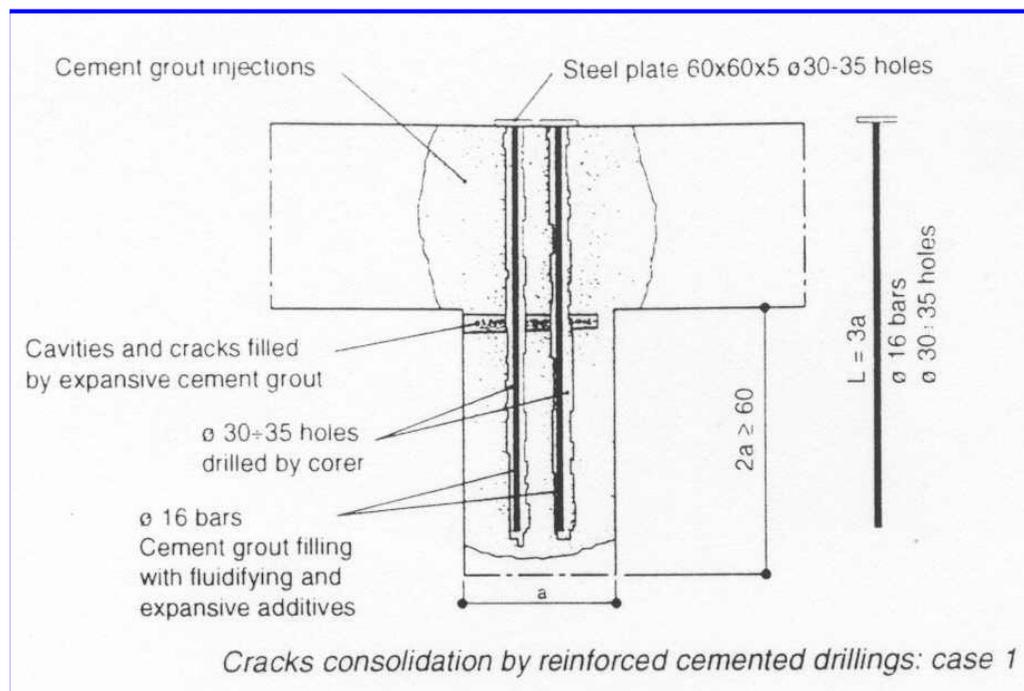
**Muratura a
più
paramenti**



**Al posto del cordolo in c.a.,
esecuzione di muratura
armata con rete in composito
e chiusura con intonaco
armato.**

LEGATURE TRA PARETI ORTOGONALI

- *Perforazioni armate*

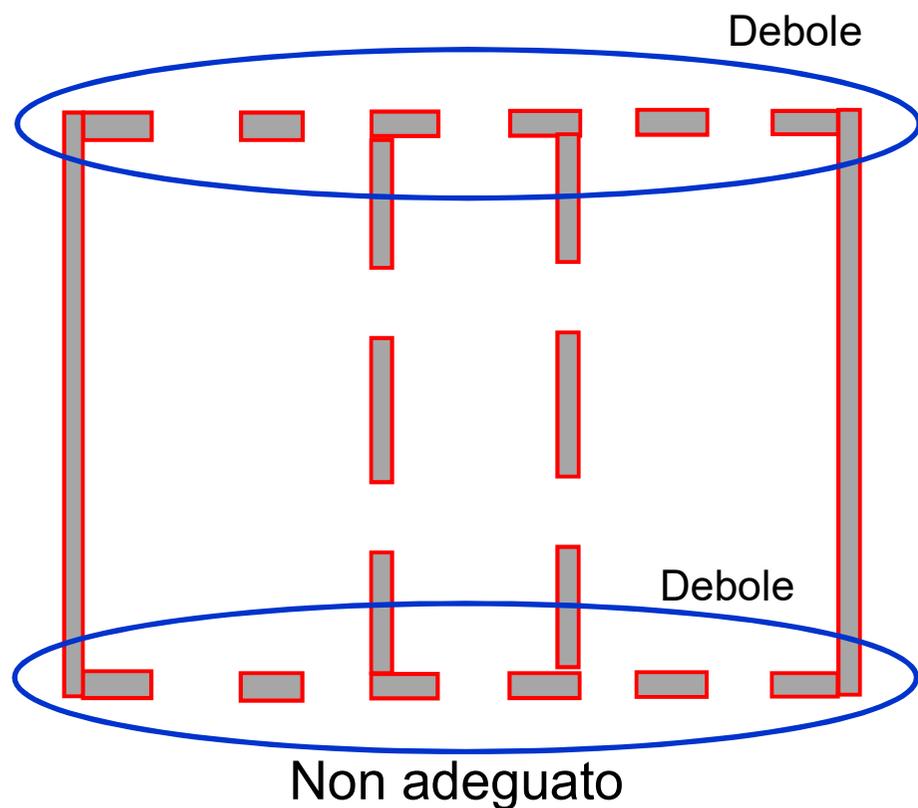


Tecnica poco efficace; meglio legature continue.

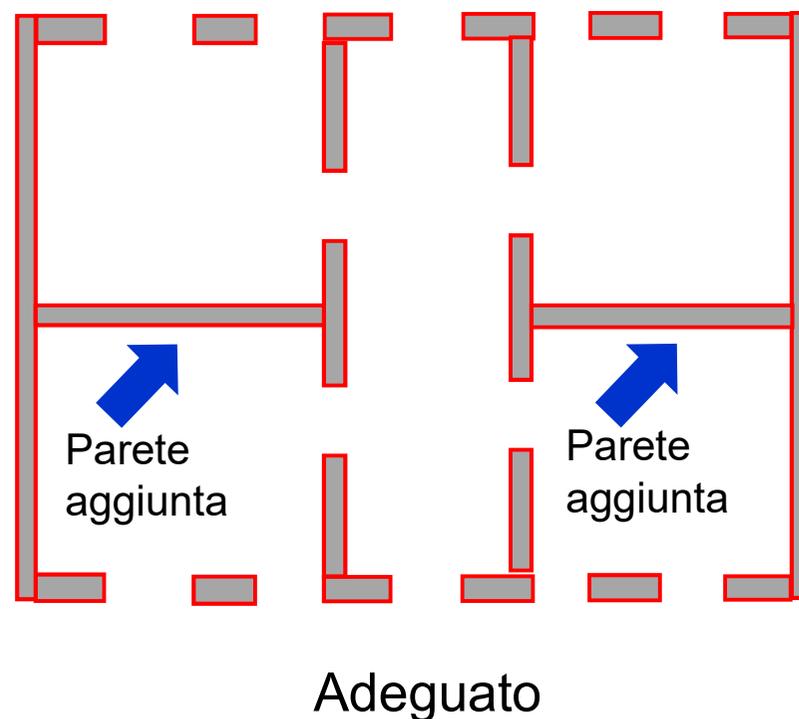
MIGLIORE DISTRIBUZIONE ELEMENTI RESISTENTI

- *Le pareti devono essere distribuite in maniera omogenea nelle due direzioni ed in maniera più possibile simmetrica*
- *Evitare dissimmetrie in pianta e geometrie complesse (segmentare)*
- *Le pareti non devono avere brusche riduzioni di sezione in altezza*
- *Evitare piani deboli*

MIGLIORE DISTRIBUZIONE ELEMENTI RESISTENTI



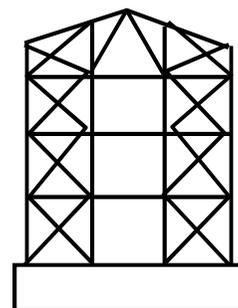
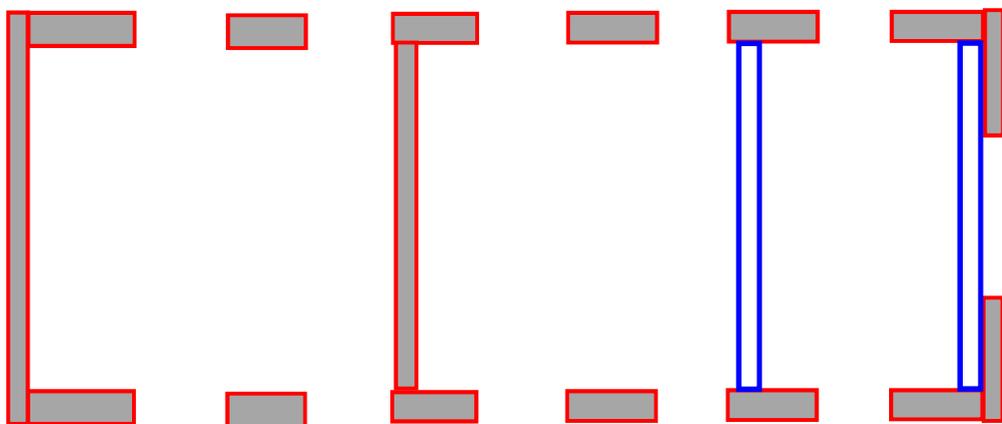
Distribuzione elementi resistenti, doppiamente simmetrica ma con percentuale di muratura molto diversa nelle due direzioni



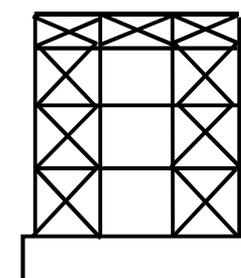
Distribuzione elementi resistenti, doppiamente simmetrica e con percentuale di muratura confrontabile nelle due direzioni

NUOVE PARETI DI CONTROVENTO

Esecuzione di controventi in acciaio per avvicinare i baricentri delle rigidezze e delle masse.

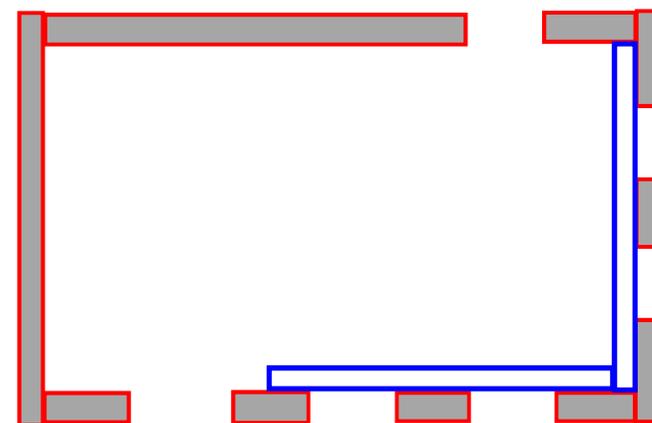


Pareti trasversali



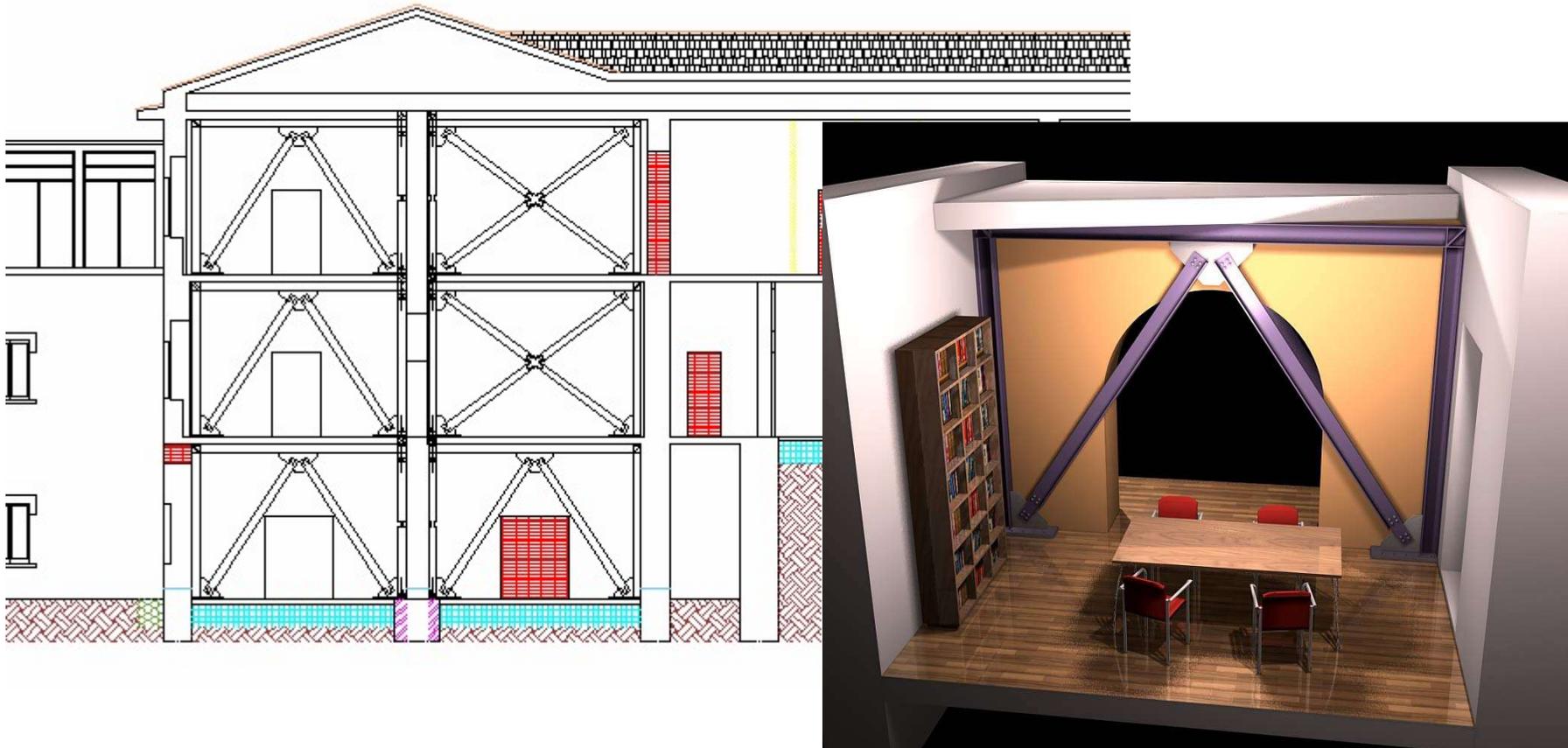
Pareti longitudinali

Da dimensionare controllando che la rigidezza del controvento sia adeguata per evitare spostamenti eccessivi della muratura.



NUOVE PARETI DI CONTROVENTO

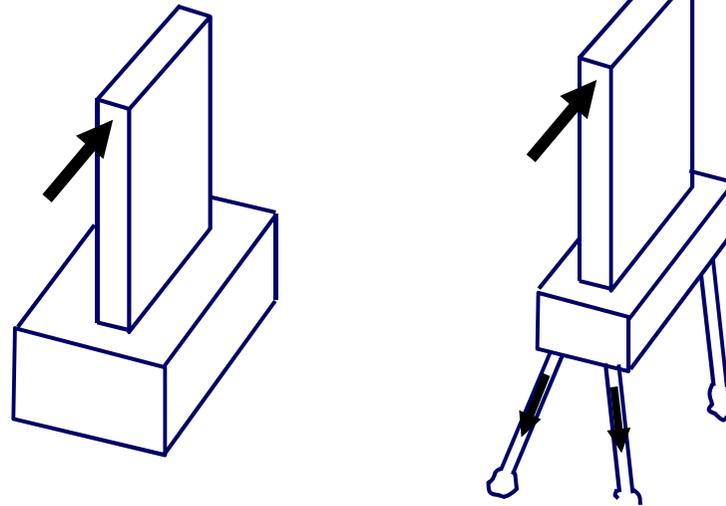
Esecuzione di controventi in acciaio per avvicinare i baricentri delle rigidità e delle masse.



NUOVE PARETI DI CONTROVENTO

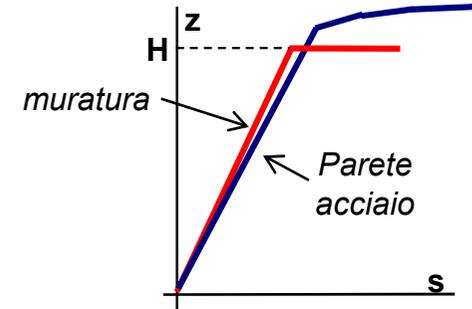
Le fondazioni delle pareti in acciaio, che in genere non portano carichi verticali, devono essere massicce (zavorra) o prevedere l'impiego di micropali per contrastare il momento ribaltante dovuto alle azioni orizzontali.

In alternativa le nuove fondazioni possono essere solidarizzate alle fondazioni dell'edificio sfruttando il peso dell'edificio stesso per contrastare il momento ribaltante.



DIMENSIONAMENTO PARETI DI CONTROVENTO

La rigidezza dei controventi deve essere confrontabile con quella delle pareti in muratura necessarie per avvicinare il centro di taglio al baricentro dell'edificio.

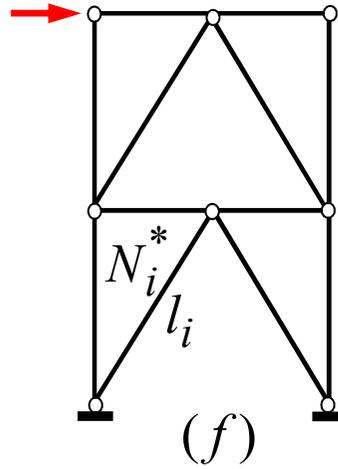
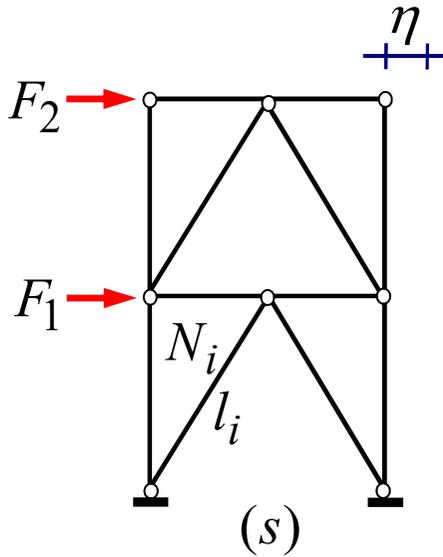


Per il calcolo degli spostamenti orizzontali degli elementi di controvento si può utilizzare il Principio dei Lavori Virtuali.

Si impone che il lavoro delle forze esterne L_e sia uguale al lavoro di deformazione dell'intera struttura L_i .

Per far questo si considera il sistema reale come sistema di spostamenti (s) ed un sistema con una forza unitaria orizzontale applicata nel nodo di cui si vuole calcolare lo spostamento assunto come sistema di forze (f)

DIMENSIONAMENTO PARETI DI CONTROVENTO



P.L.V.

$$L_e = L_i$$

$$1 \cdot \eta = \sum_{i=1}^n \frac{N_i \cdot N_i^*}{E A_i} \cdot l_i$$

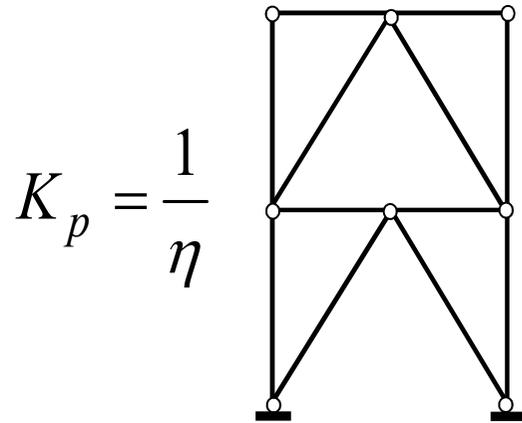
Lo spostamento delle strutture di controvento non deve superare

$$\frac{N_i}{E A_i} = \varepsilon_i$$

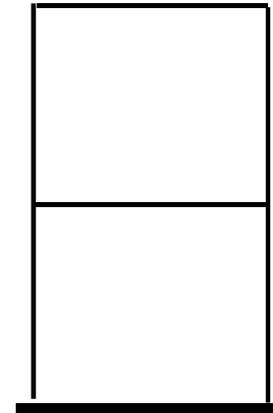
$$\eta_{\text{lim}} = 0.03 h$$

Le aste della struttura reticolare, soggette a compressione non devono, di norma, avere una snellezza superiore a 40.

DIMENSIONAMENTO PARETI DI CONTROVENTO



Controvento reticolare in acciaio



$$K_m = \frac{1}{\frac{h_i^3}{3EI_i} + \frac{\chi h_i}{GA_i}}$$

Parete equivalente in muratura

$$K_p \approx K_m$$

Uguaglianza rigidezze

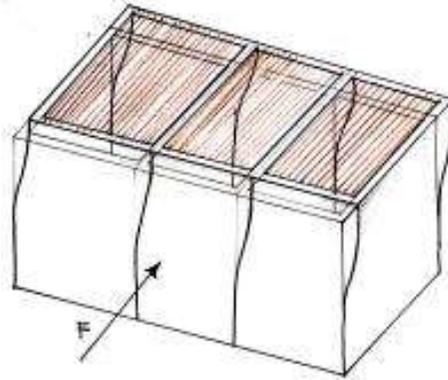
$$R_p \approx R_m$$

Uguaglianza resistenze

INTERVENTI SUI SOLAI DI PIANO E DI COPERTURA

RISPOSTA EDIFICIO PER SOLAIO RIGIDO O DEFORMABILE NEL PROPRIO PIANO

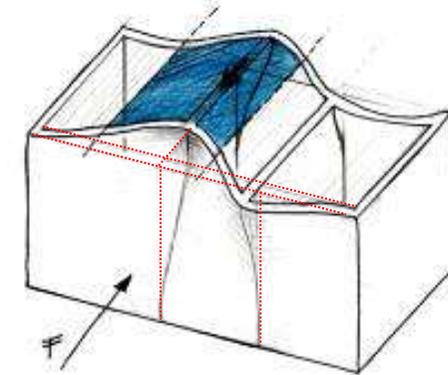
CON SOLAIO RIGIDO



Ripartizione delle azioni sismiche:

RIGIDENZE

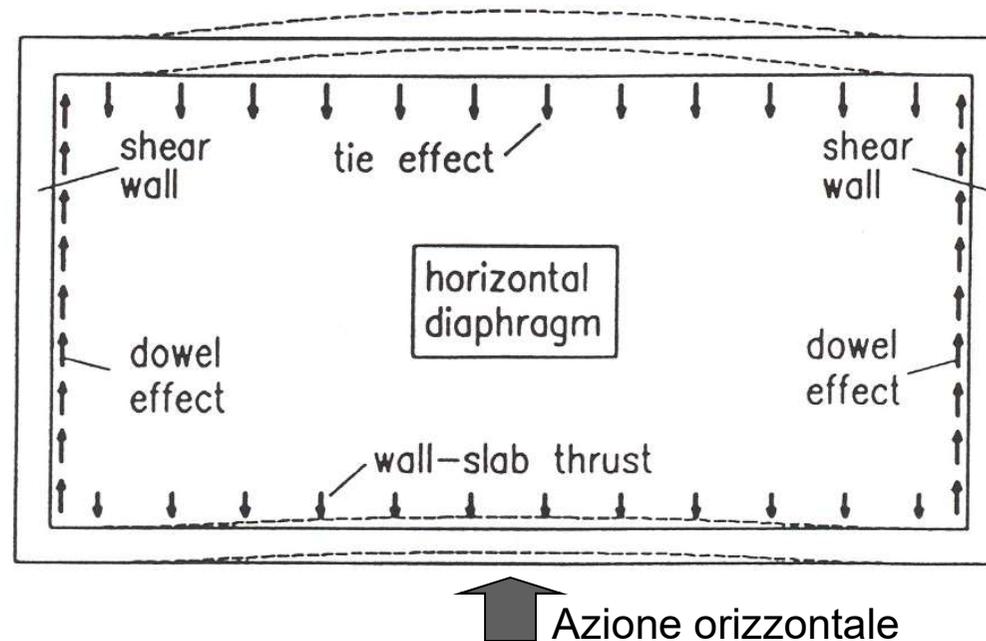
CON SOLAIO DEFORMABILE



AREE D'INFLUENZA

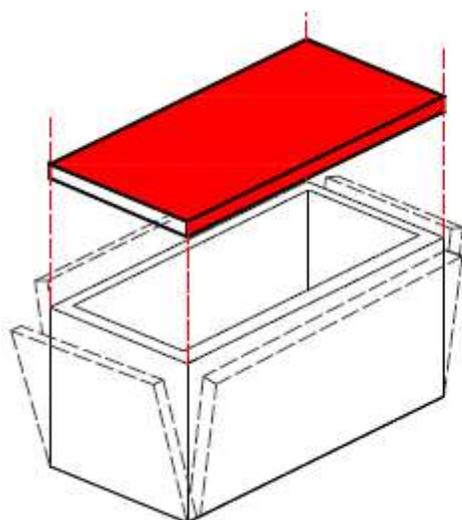
RINFORZO SOLAI NEL PROPRIO PIANO

Il solaio deve essere ben ammorsato alle murature in modo da contrastare gli spostamenti fuori-piano delle pareti (*effetto tirante*) e trasferire alle pareti di controvento le azioni derivanti dall'accelerazione della massa del solaio e delle pareti perpendicolari alla direzione del sisma (*effetto trasferimento*)

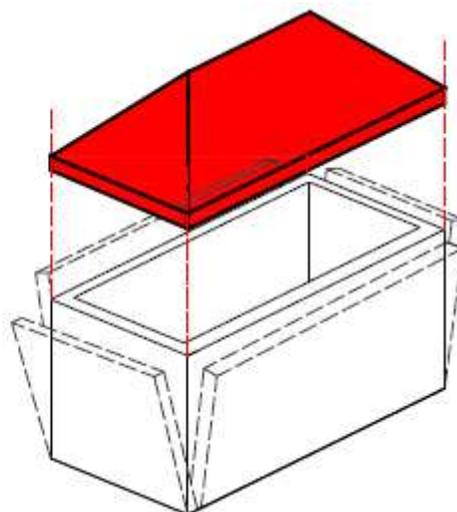


RINFORZO SOLAI NEL PROPRIO PIANO

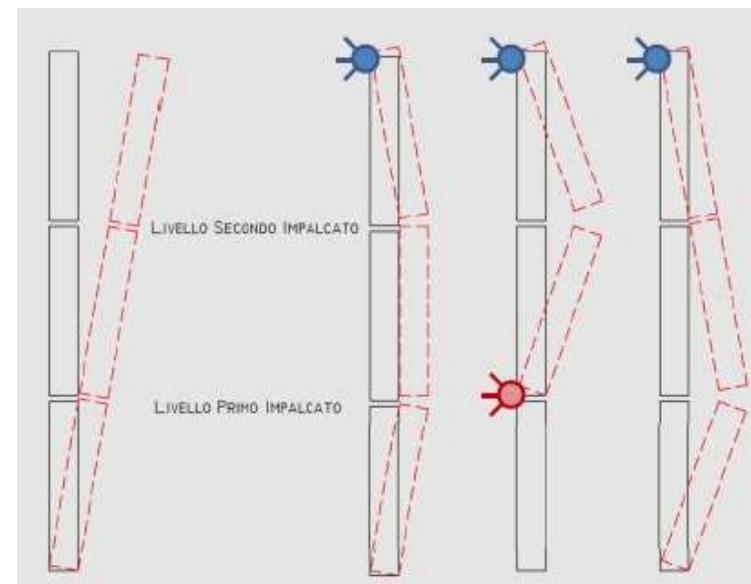
Diaframmi di piano e di falda



diaframma di piano



diaframma copertura



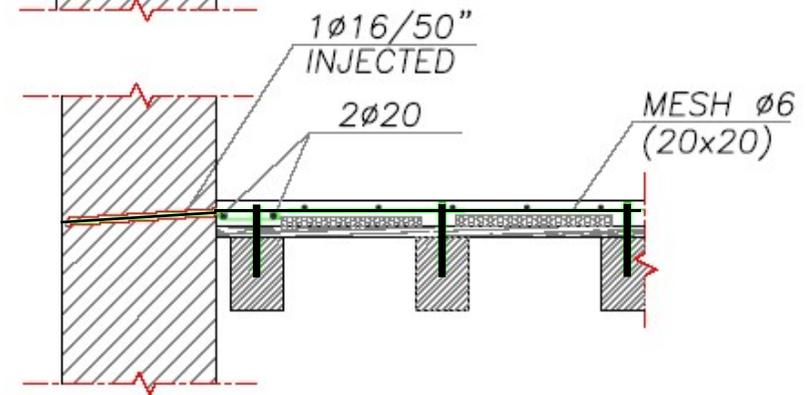
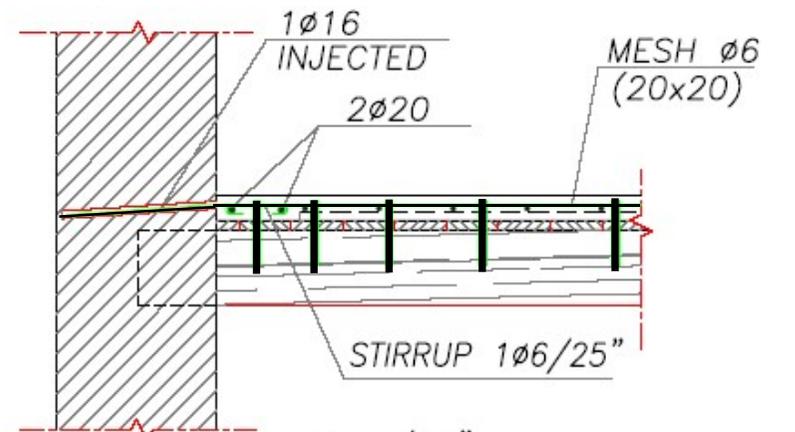
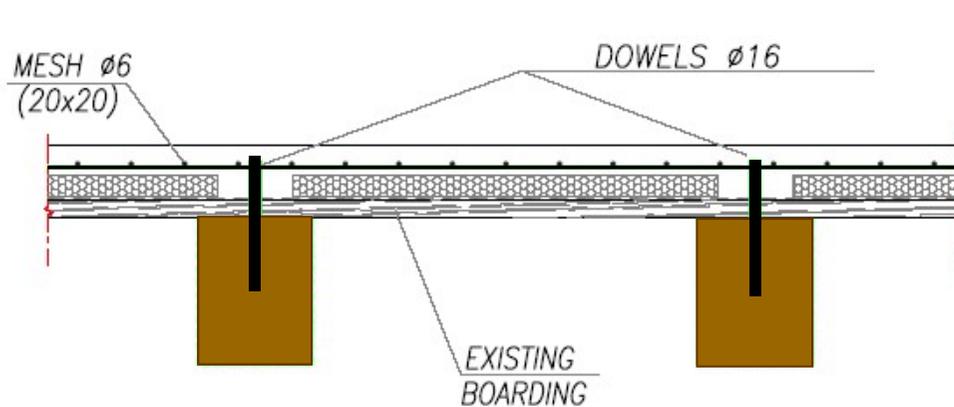
Meccanismo inibito da diaframma copertura

Meccanismo inibito da diaframmi di piano

IRRIGIDIMENTO NEL PIANO

Per aumentare la rigidità del solaio nel proprio piano si può procedere mediante:

- **Solidarizzazione di una soletta di calcestruzzo sopra le travi di legno**



Piazza-Turrini 1983, Ronca-Gelfi-Giuriani 1991, Spinelli 1992, Gattesco 2001, Giuriani 2002, etc.

SOLAIO RINFORZATO CON SOLETTA IN CLS



LIMITI RINFORZO CON SOLETTA

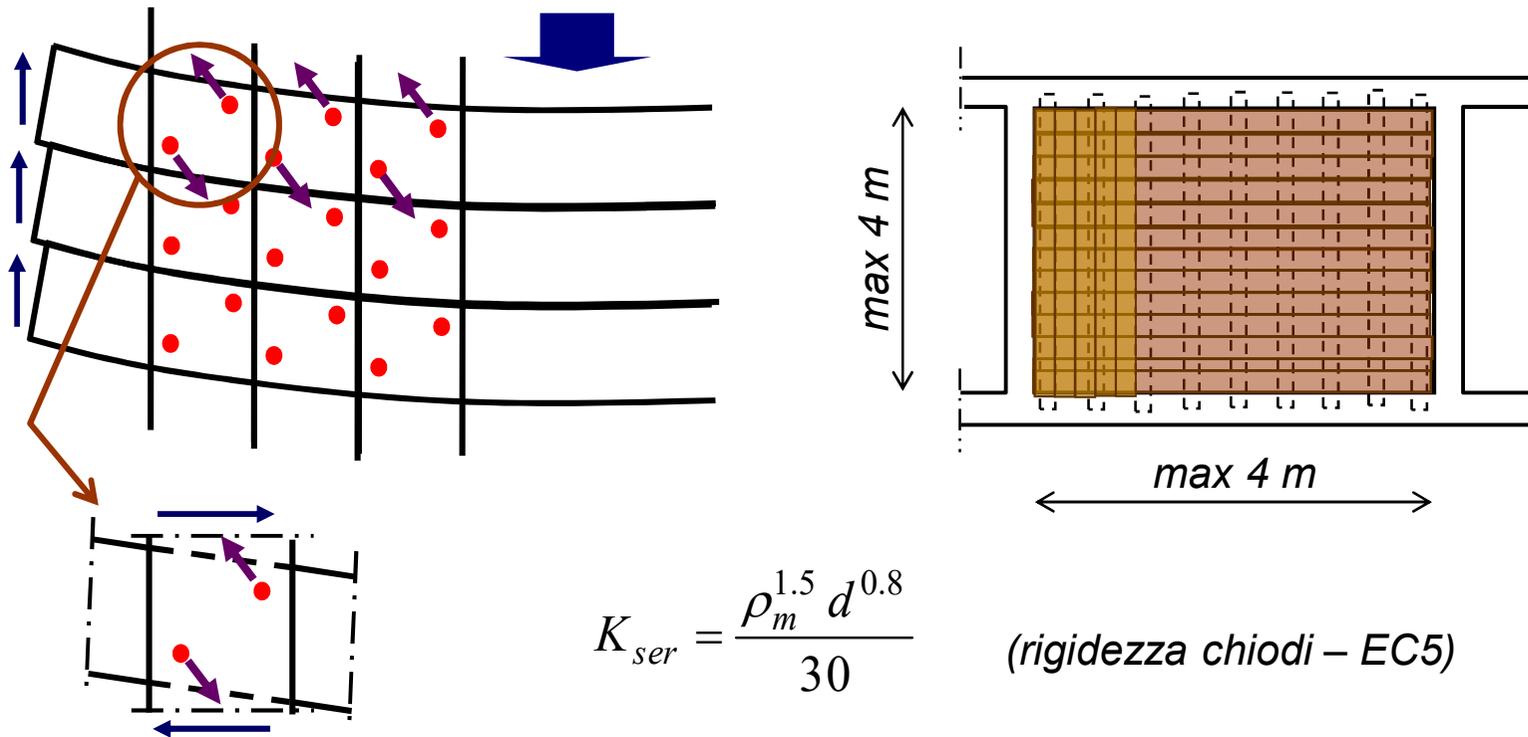
Per applicare tale tecnica è necessario modificare la quota finale del pavimento e questo talvolta è incompatibile con le strutture esistenti e le opere di finitura presenti.

Nel caso di interventi su edifici tutelati dalle Soprintendenze non viene accettata perchè considerata “invasiva” e poco “reversibile”.

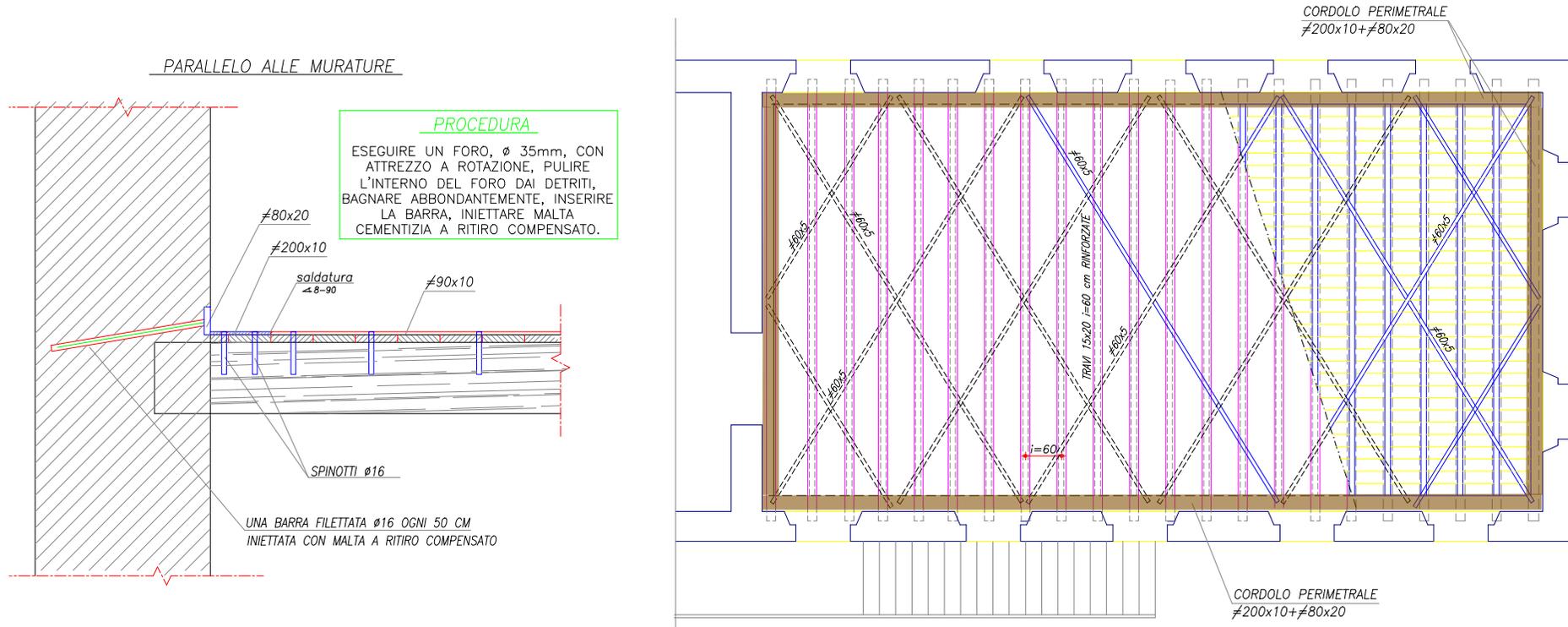
Inoltre non è considerata adeguata perchè utilizza materiali non compatibili con quelli originali della costruzione storica.

IRRIGIDIMENTO SOLAI NEL PROPRIO PIANO

Se i campi di solaio sono di piccole dimensioni (*max 4 x 4 m*) può essere sufficiente irrigidire i solai inchiodando un secondo tavolato sopra il tavolato esistente disposto perpendicolarmente a quest'ultimo (o a 45°). E' indispensabile eseguire una robusta chiodatura che ha il compito di contrastare lo scorrimento longitudinale fra le tavole.



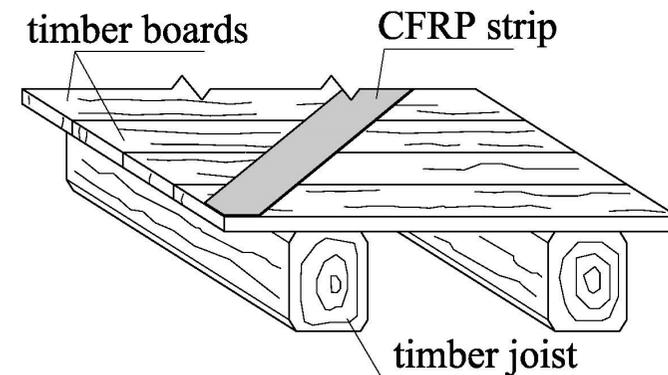
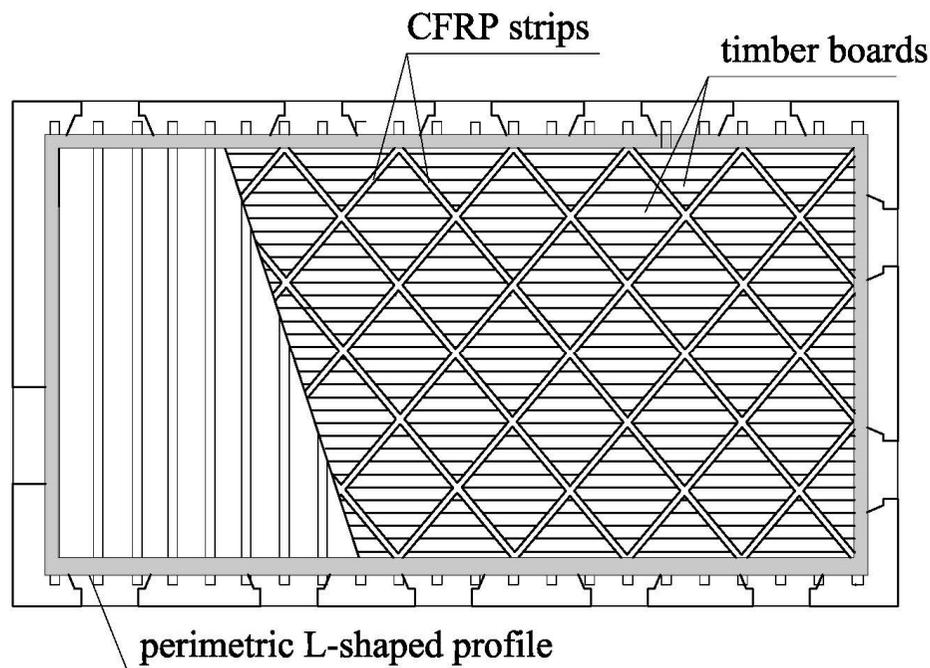
IRRIDIDIMENTO SOLAI NEL PROPRIO PIANO



Profilati perimetrali a L solidarizzati sia alle travi del solaio che alla muratura con barre iniettate. Diagonali in acciaio che vanno a formare, assieme alle travi di legno e ai correnti metallici, una struttura reticolare orizzontale.

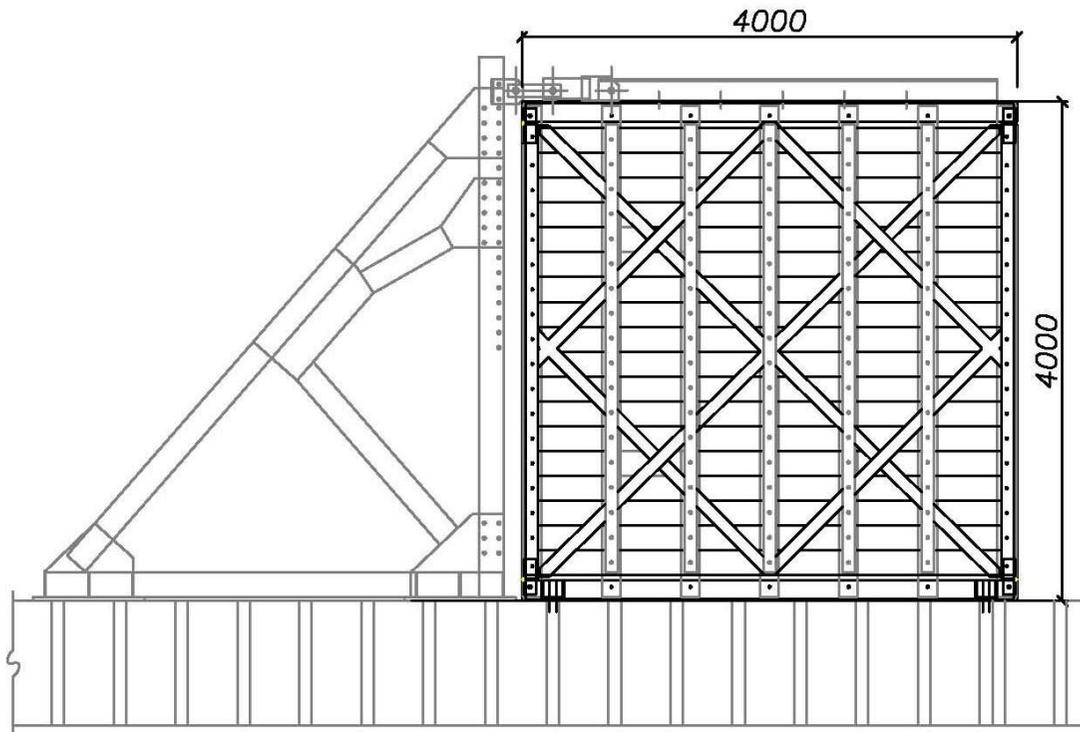
IRRIGIDIMENTO SOLAI NEL PROPRIO PIANO

Un'altra tecnica consiste nell'uso di nastri diagonali in fibre di carbonio incollati alle tavole del solaio. Sul perimetro è sempre previsto un angolare metallico solidarizzato sia alle travi del solaio che alla muratura con spinotti iniettati.



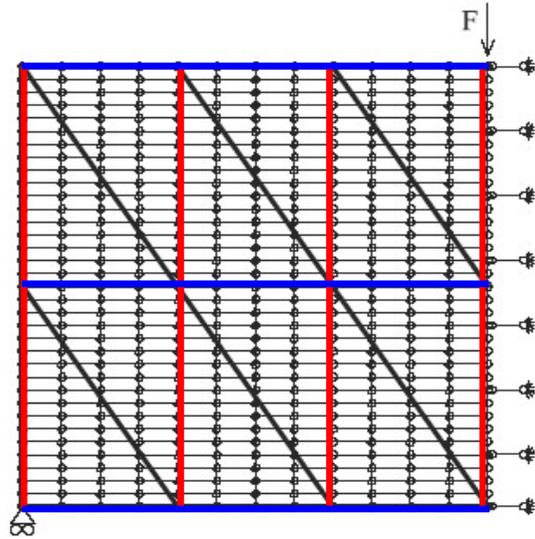
IRRIGIDIMENTO SOLAI NEL PROPRIO PIANO

Prove sperimentali su campioni di solaio reale (4.0x4.0 m).

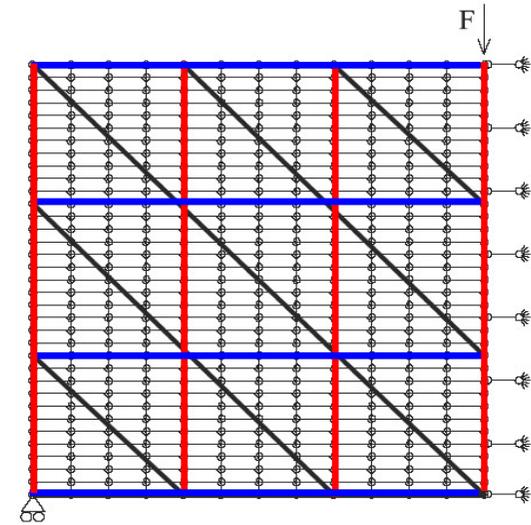


SIMULAZIONI NUMERICHE

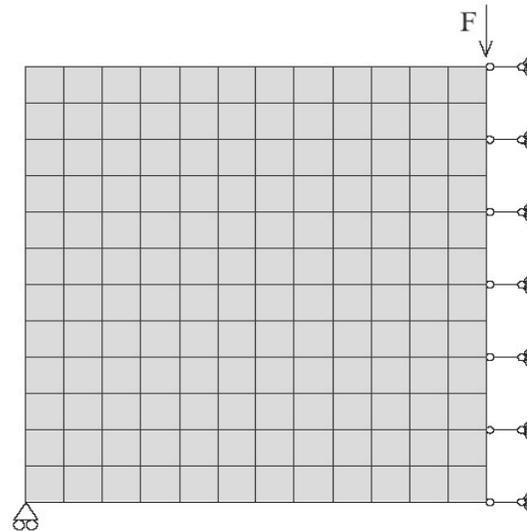
**Solaio con
piatti in
acciaio**



**Solaio con
nastri in
CFRP**



**Solaio con
soletta in
cls**



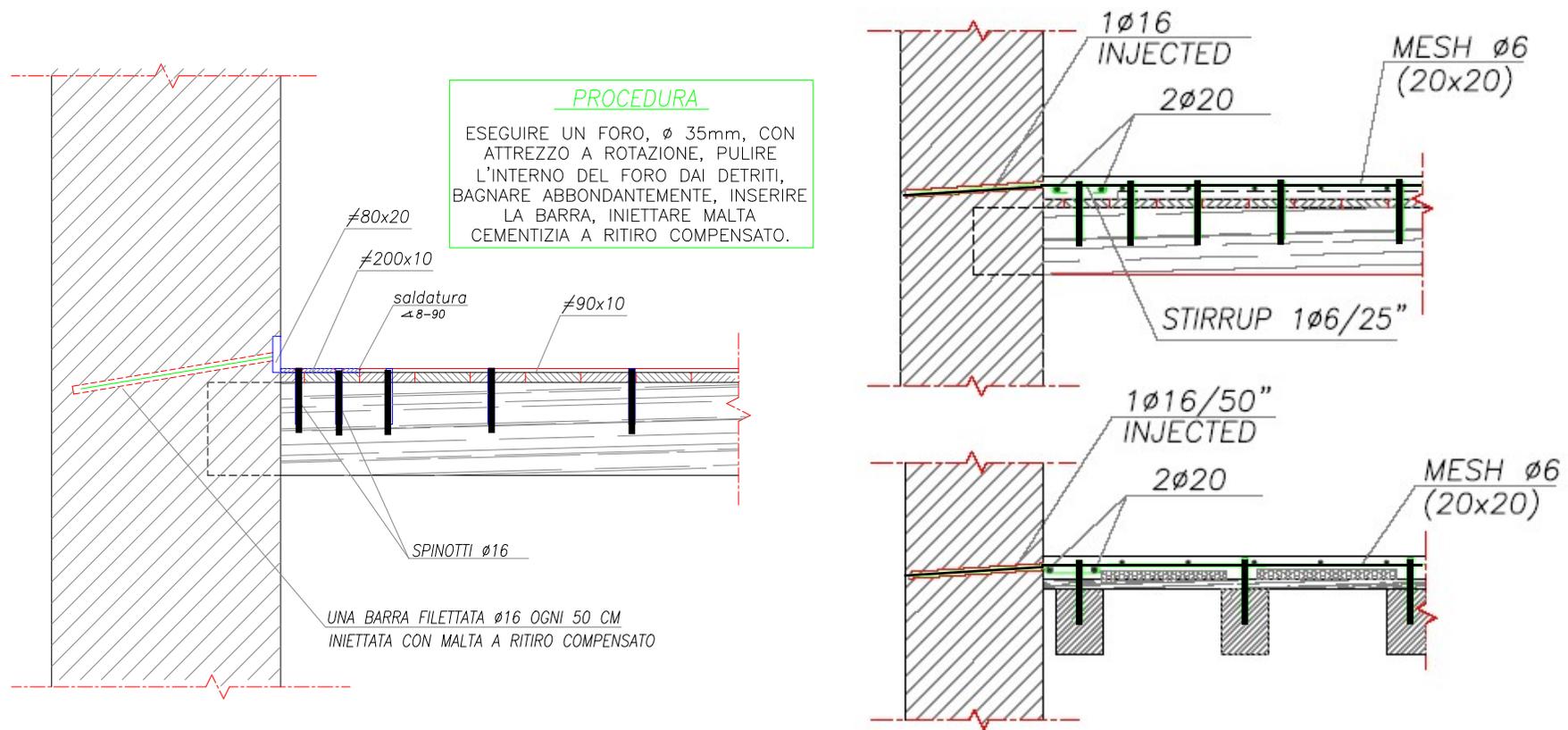
RISULTATI SPERIMENTALI E DA SIMULAZIONI NUMERICHE

Tipo di solaio	Spostamento (mm)	Rigidezza (N/mm)	Rapporto di rigidezza
Non rinforzato	135.0	74.07	1.0
Con diagonali in CFRP	2.57	3891	52.5
Con diagonali di acciaio	1.52	6579	88.8
Con soletta di calcestruzzo	0.05	188679	2547
Rinforzato con doppio tavolato incrociato			(~4.0)

COLLEGAMENTI SOLAIO-PARETE

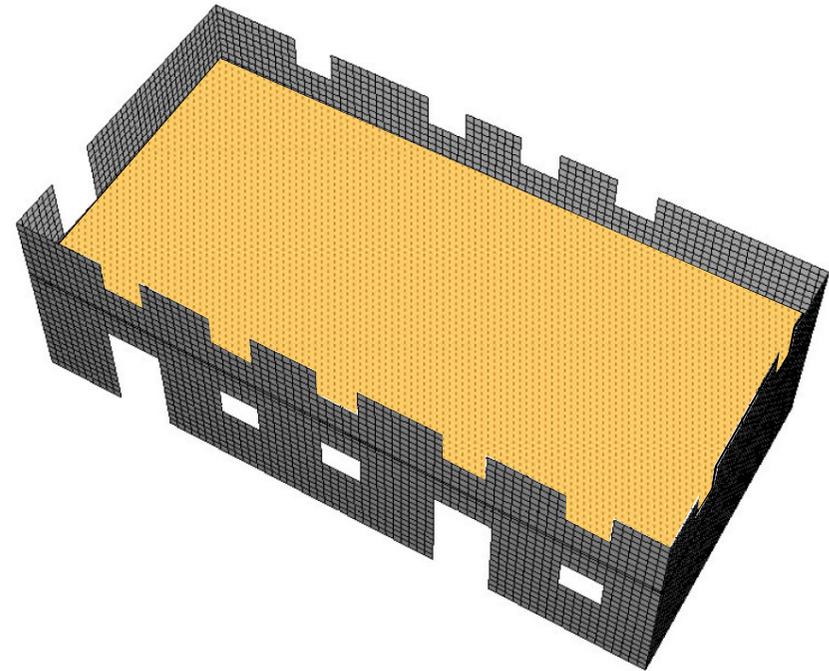
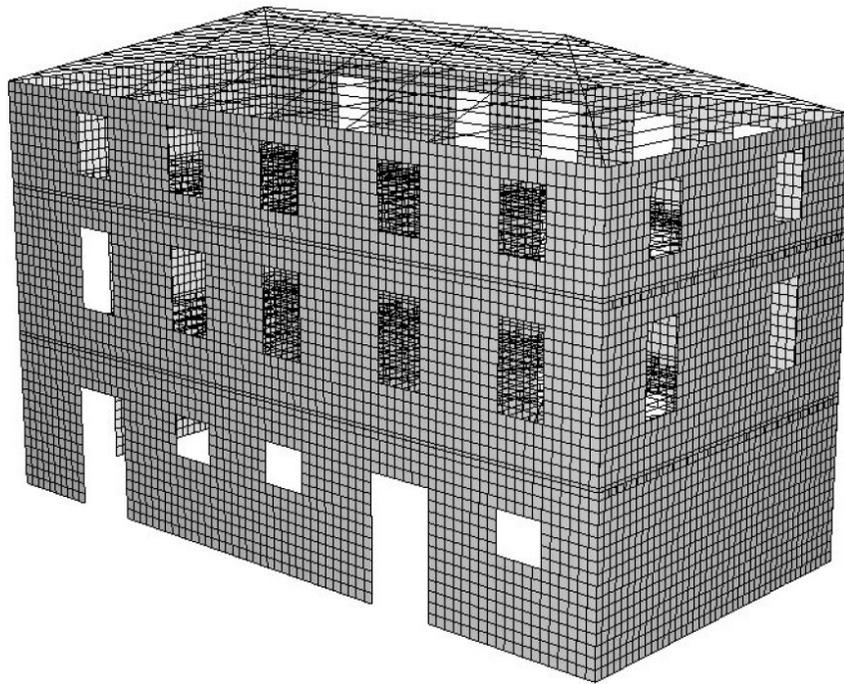
Dettagli costruttivi riguardanti il collegamento tra la soletta e la muratura o tra un cordolo in acciaio e la muratura

Nel primo caso possibilmente favorire l'ingranamento soletta-parete



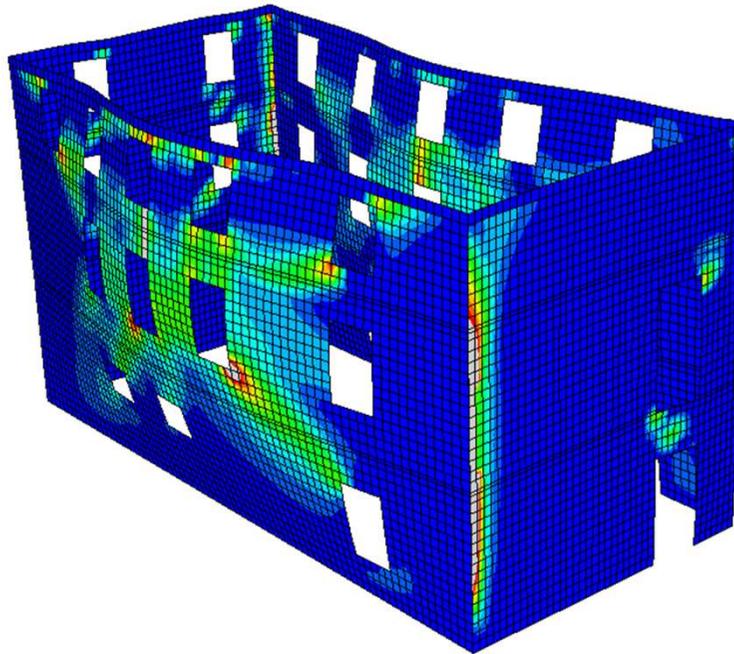
COMPORAMENTO GLOBALE

E' stata eseguita una simulazione numerica del comportamento di un edificio storico in muratura con solai lignei originali e rinforzati con la tecnica del campione sperimentale (*diagonali in CFRP incollate sul tavolatoG*). Sono stati messi a confronto i risultati.

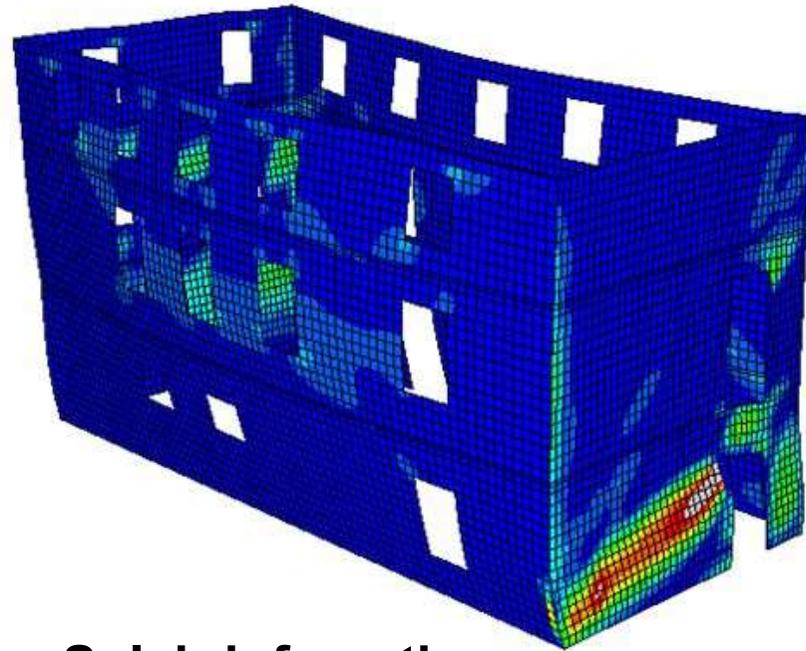


CONFRONTO COMPORTAMENTO GLOBALE

Deformata e stati di tensione con solai originali e rinforzati



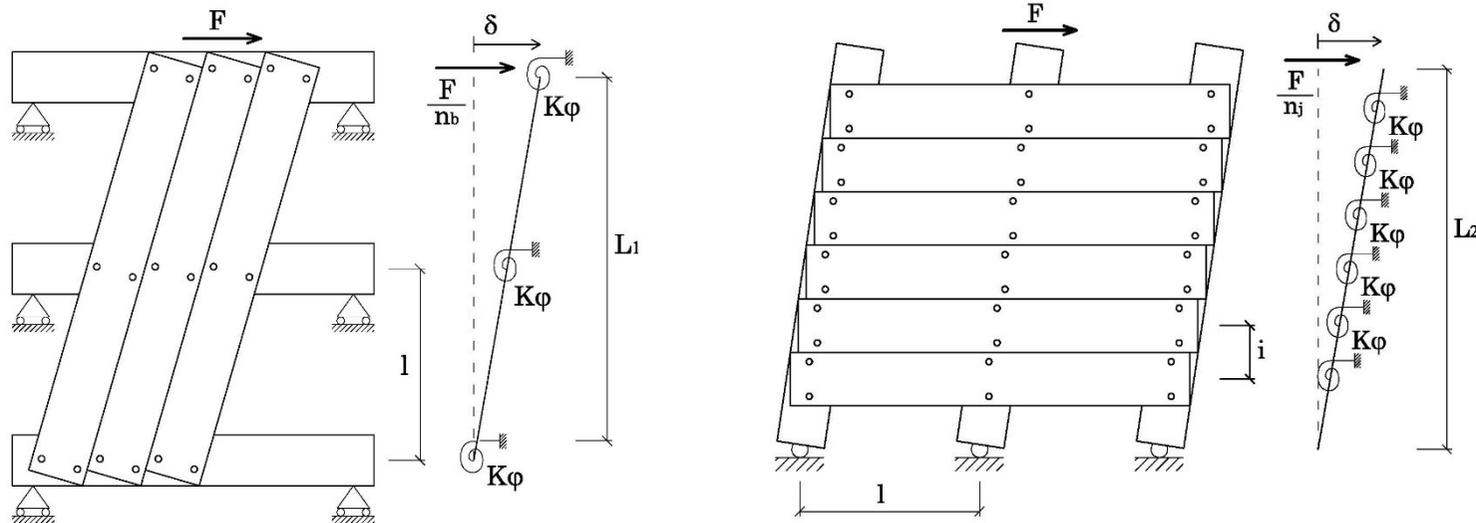
Solai originali



Solai rinforzati

METODO ANALITICO PER CALCOLO SOLAI

Solaio non rinforzato



Numero travi Numero tavole

$$K_{un} = \frac{n_j n_b \cdot k_\varphi}{L_i^2}$$

*Rigidezza nel piano di
solaio non rinforzato*

$$k_\varphi = k_n \cdot \frac{a^2}{2}$$

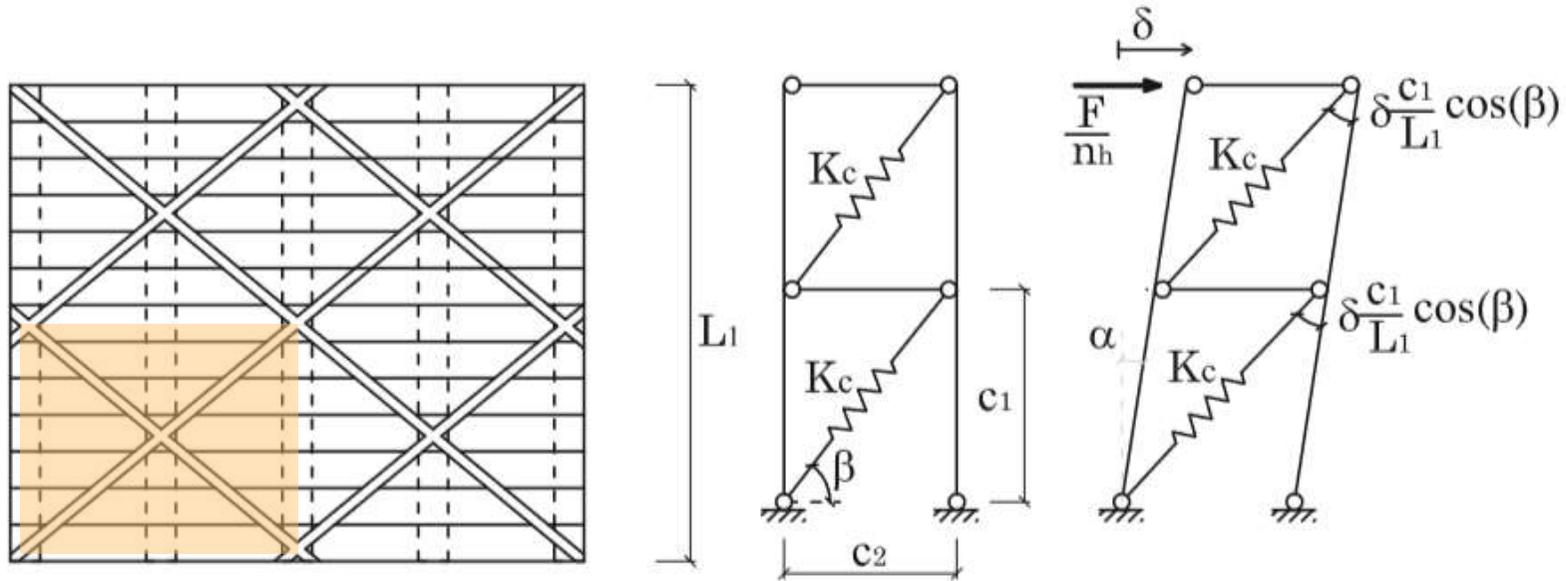
*Rigidezza torsion.
coppia di chiodi*

$$k_n = \rho_m^{1.5} \cdot \frac{\phi^{0.8}}{30}$$

Rigidezza singolo chiodo

METODO ANALITICO PER CALCOLO SOLAI

Solaio rinforzato con nastri in CFRP



$$K_{rc} = n_h n_v \cdot \frac{E_f A_f}{d} \cdot \frac{c_i^2}{L_i^2} \cos^2 \beta + \frac{n_j n_b \cdot k_\varphi}{L_i^2}$$

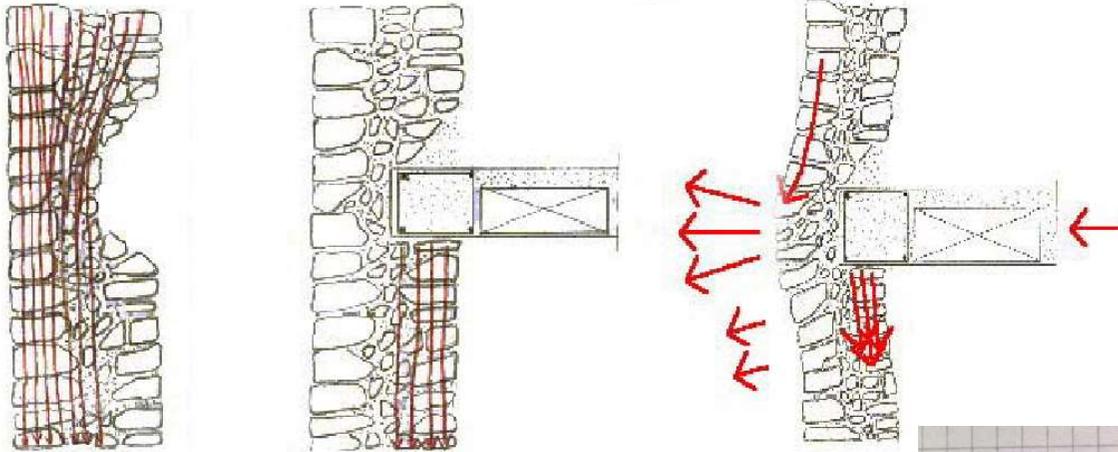
Rigidezza nel piano di
solaio rinforzato

~~Trascurabile~~

$\left\{ \begin{array}{l} n_v = \text{numero di celle verticali} \\ n_h = \text{numero di celle orizzontal} \end{array} \right.$

$\frac{E_f A_f}{d}$ Rigidezza assiale nastro

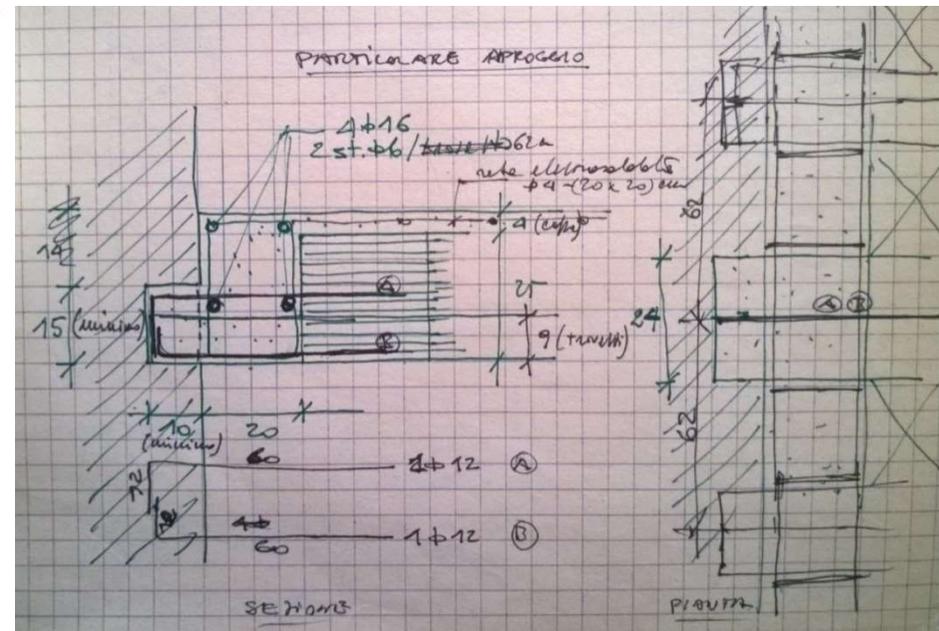
COLLEGAMENTI SOLAIO-PARETE



*Solai in
laterocemento*

**Non si possono eseguire scassi
in breccia in murature
disordinate o a piccola pezzatura**

**Non si può collegare un solaio in
laterocemento con appoggi di 10
cm e senza efficace legatura
orizzontale.**

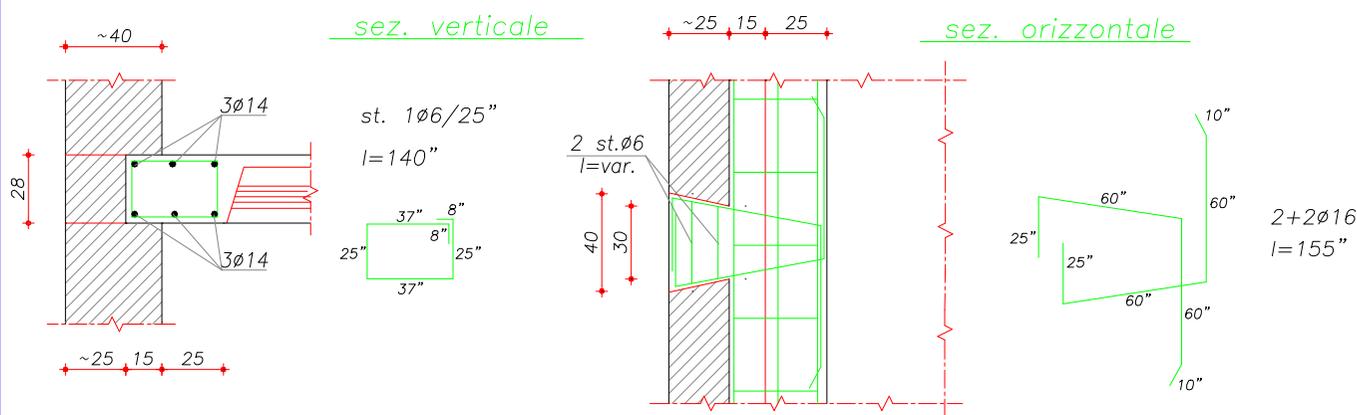


COLLEGAMENTI SOLAIO-PARETE



COLLEGAMENTI SOLAIO-PARETE

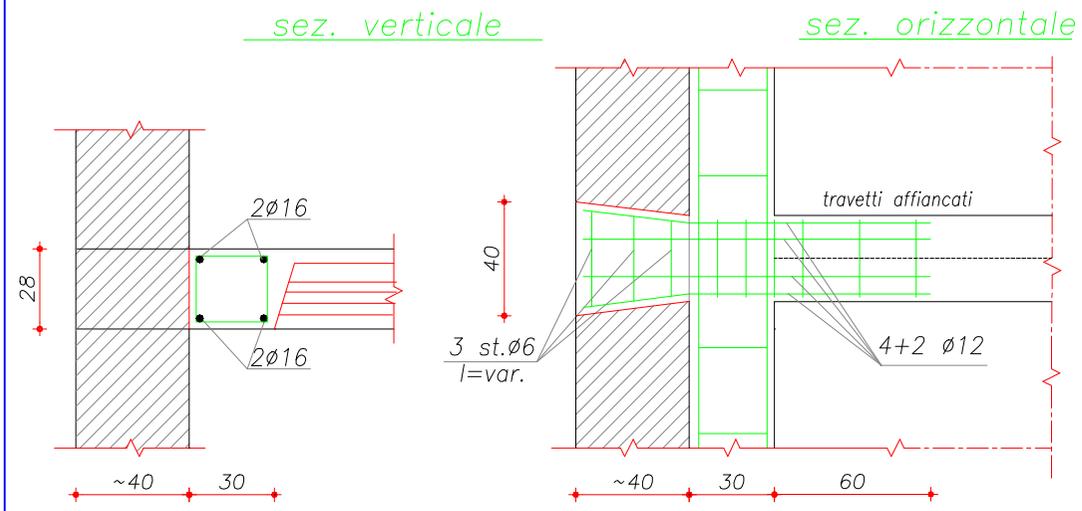
UN ANCORAGGIO A CODA DI RONDINE OGNI 2,00 cm



Solai in laterocemento

Solo per murature di mattoni o blocchi a corsi regolari

UN COLLEGAMENTO A CODA DI RONDINE OGNI 3 TRAVETTI (circa 180 cm)



Indispensabile per muratura in pietrame a corsi non regolari

Verifica carico concentrato sulla muratura.

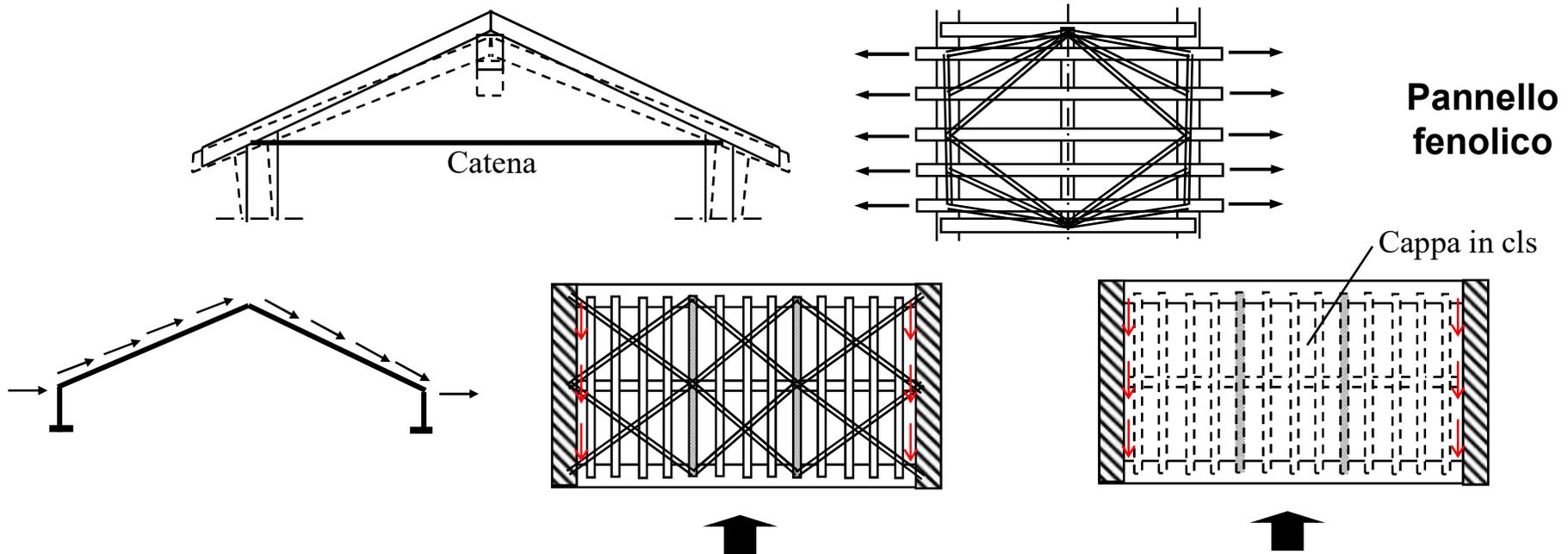
COLLEGAMENTI SOLAIO-PARETE



**Umbria 1997:
rottura
orizzontale
muratura
dovuta al
nuovo solaio in
calcestruzzo**

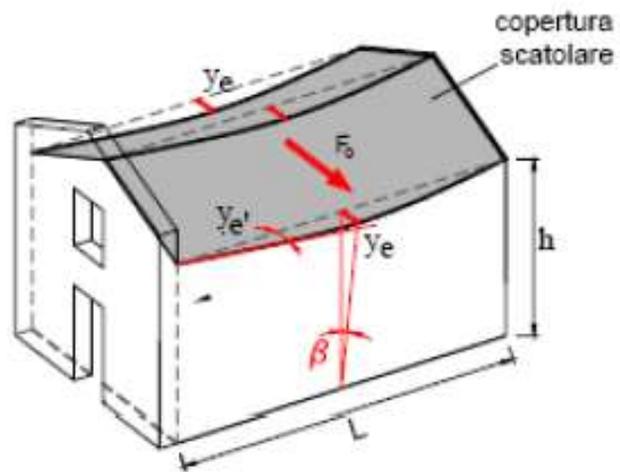
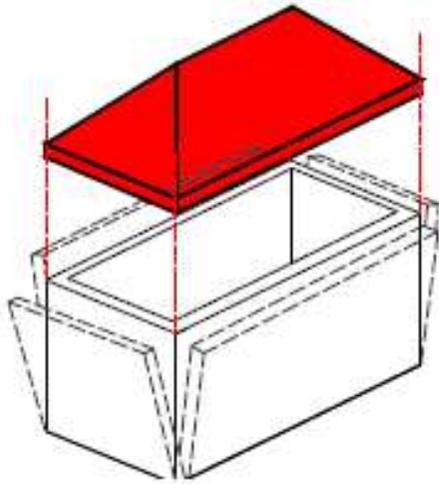
SOLAI DI COPERTURA

- Eliminazione spinte sulle murature (tiranti in acciaio, pannelli in legno, soletta in calcestruzzo resa collaborante)
- Irrigidimento del piano di falda (efficace per trasferire azioni orizzontali alle pareti di controvento)
- Realizzare un efficace collegamento con le murature



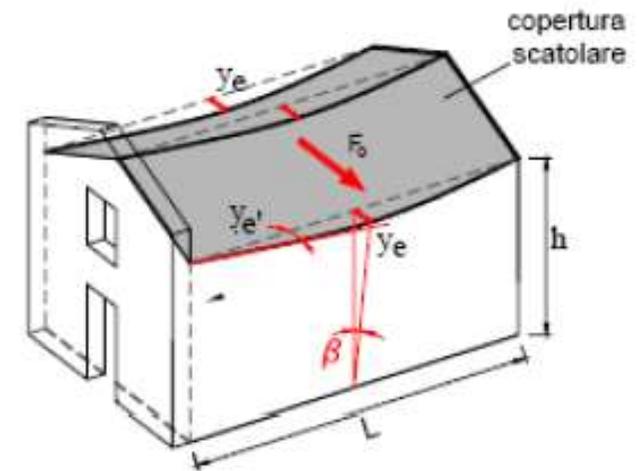
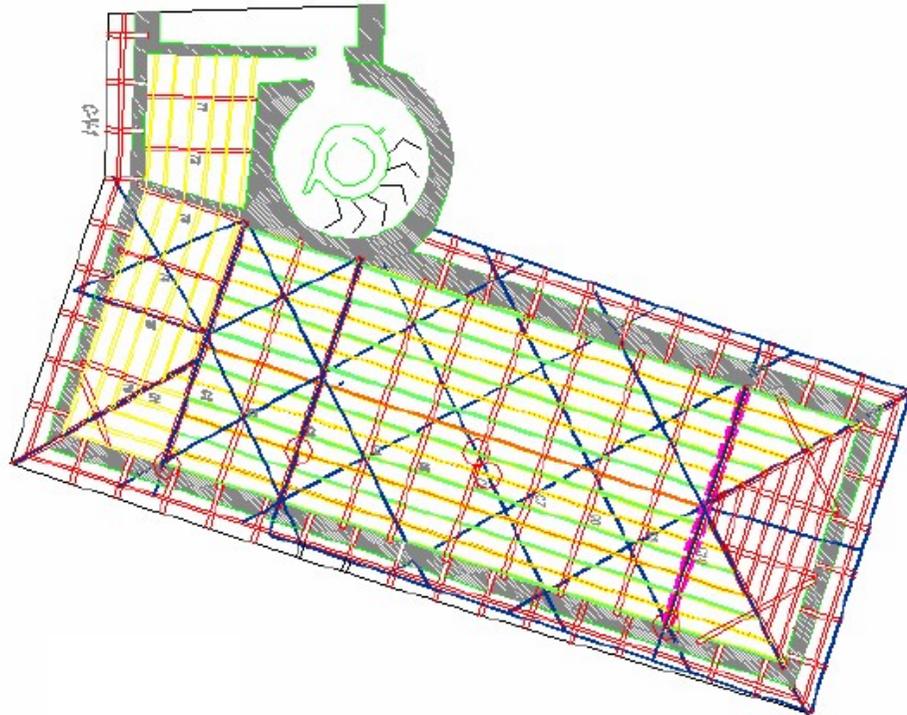
SOLAI DI COPERTURA

- Formazione di diaframma di falda



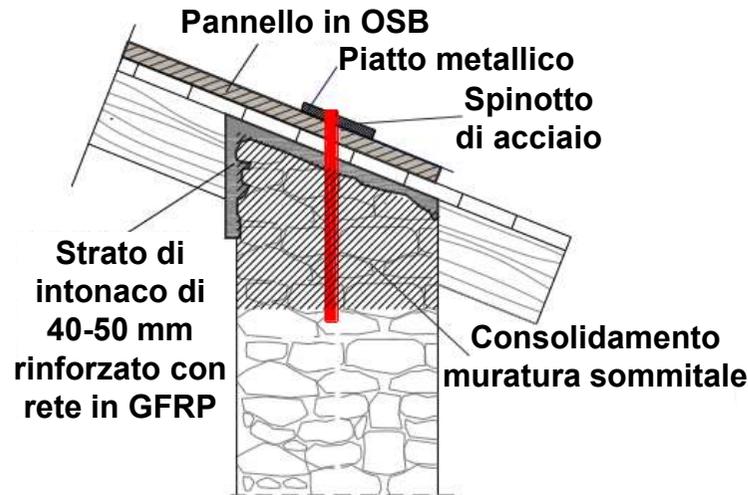
SOLAI DI COPERTURA

- **Formazione di diaframma di falda**

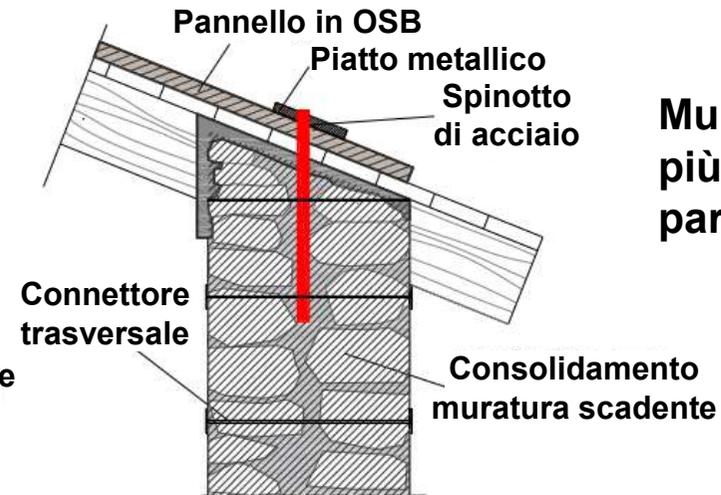


COLLEGAMENTO COPERTURE-PARETI

**Muratura a
singolo
paramento**



**Muratura a
più
paramenti**

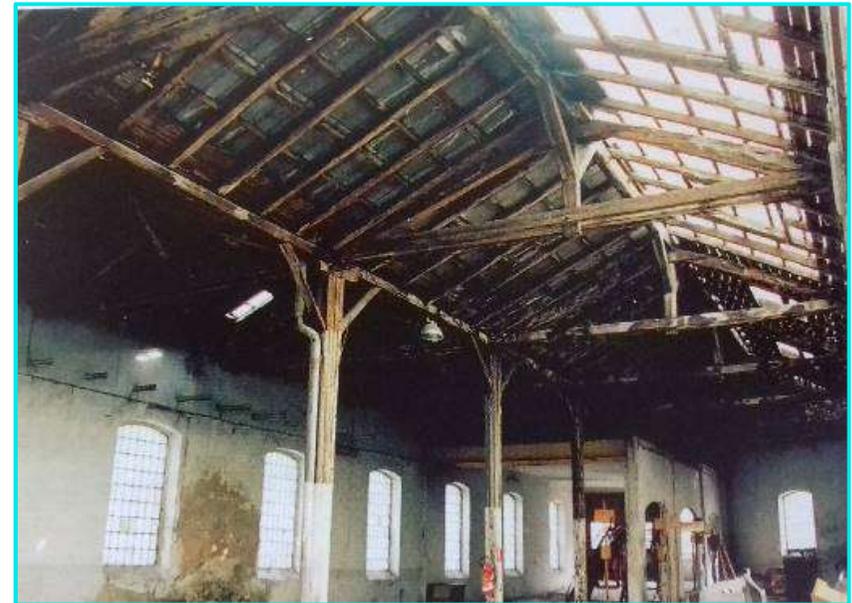


**Al posto del cordolo in c.a.,
esecuzione di muratura
armata con rete in composito
e chiusura con intonaco
armato.**

ESEMPIO DI RINFORZO SOLAI COPERTURA

Gli edifici dell'**edilizia storica industriale** spesso presentano **coperture lignee a falde inclinate a più navate**, impostate su **grandi luci**.

Queste insistono perimetralmente su pareti in muratura e sono sorrette internamente da elementi puntuali (montanti lignei, colonne metalliche o in muratura)

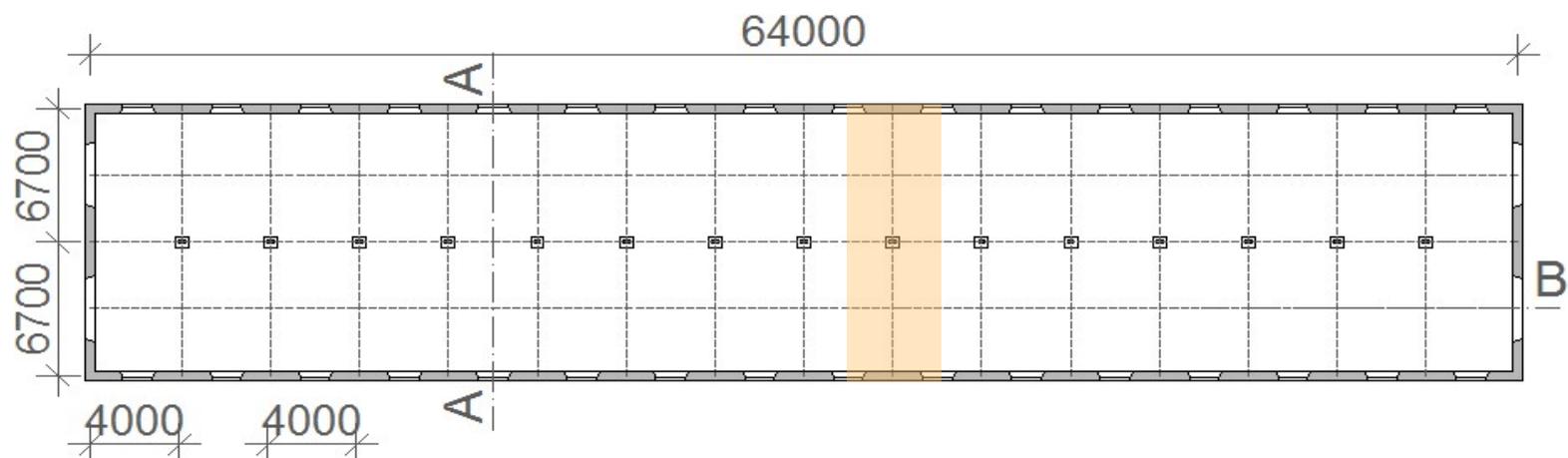


ESEMPIO DI RINFORZO SOLAI COPERTURA

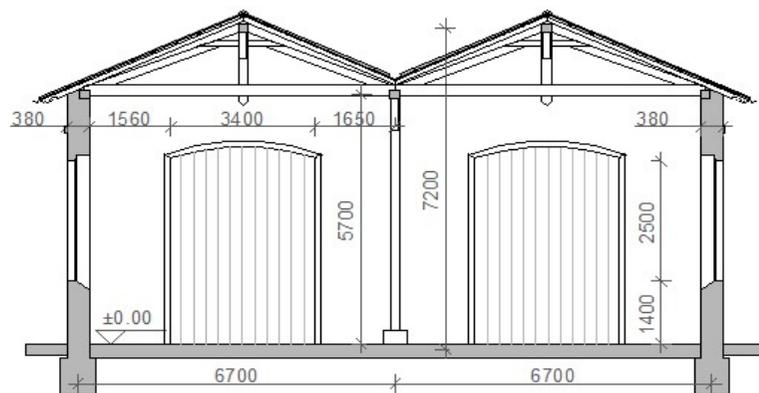


Applicazione di uno o più **pannelli affiancati a base legno** (o CLT) al di sopra dell'orditura principale della copertura, solidarizzati ad essa con **connettori metallici diffusi** (es. chiodi o viti).

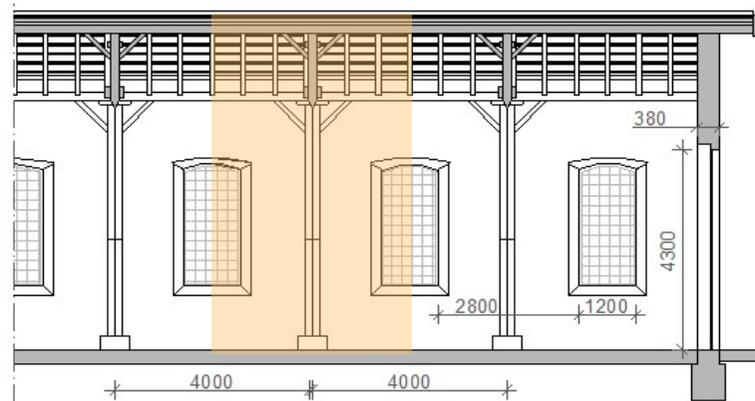
ESEMPIO DI RINFORZO SOLAI COPERTURA



Pianta



Sezione trasversale



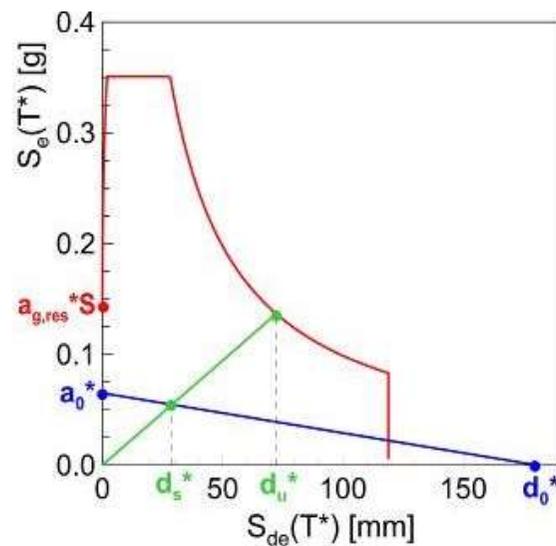
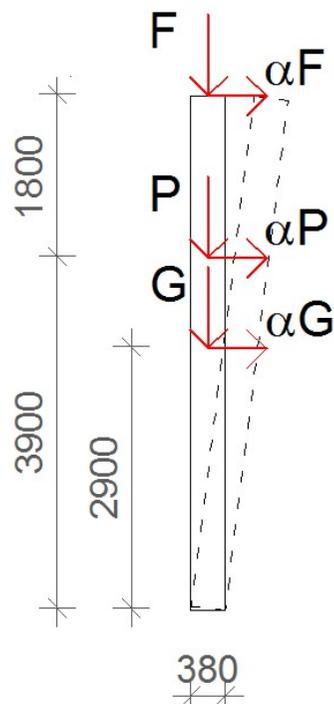
Sezione longitudinale

Caso A: STATO DI FATTO

Poiché la rigidezza della copertura nel piano è trascurabile, la ripartizione dell'azione sismica tra gli elementi verticali avviene per aree di influenza

↳ collasso governato dal **ribaltamento fuori piano** delle pareti longitudinali

Analisi cinematica non lineare



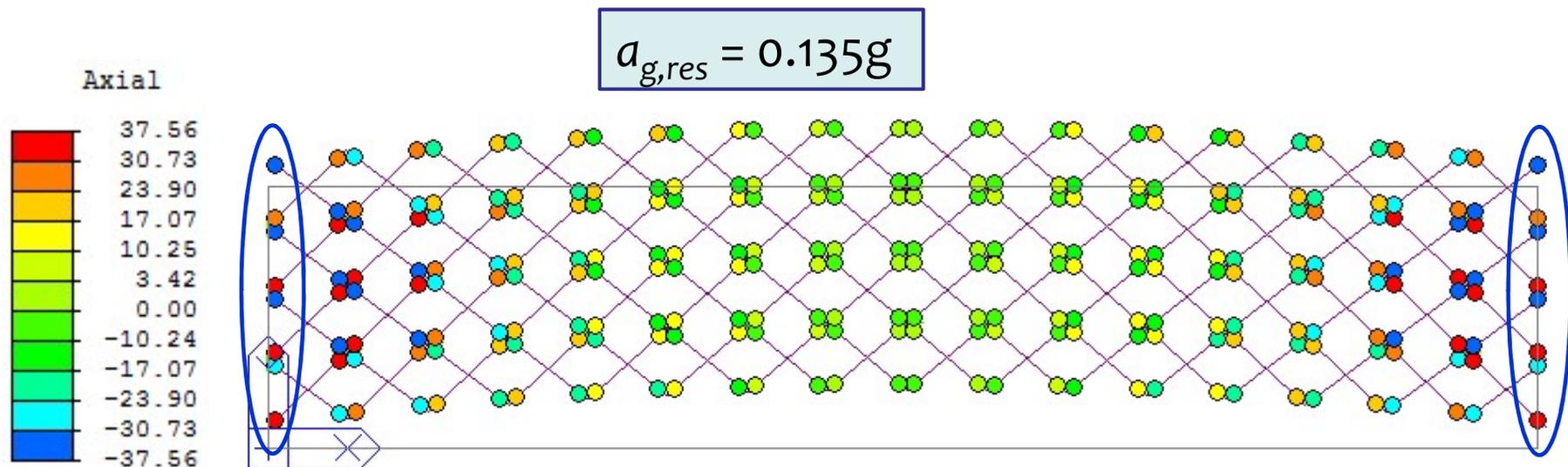
- Trascurato il contributo locale delle murature trasversali e dei montanti centrali
- Massa sismica di copertura suddivisa tra le due pareti
- Analisi su striscia di parete di larghezza 4m (interasse tra le capriate)

$$a_{g,res} = 0.121g$$

Caso B: SOLO IRRIGIDIMENTO PIANO DI FALDA

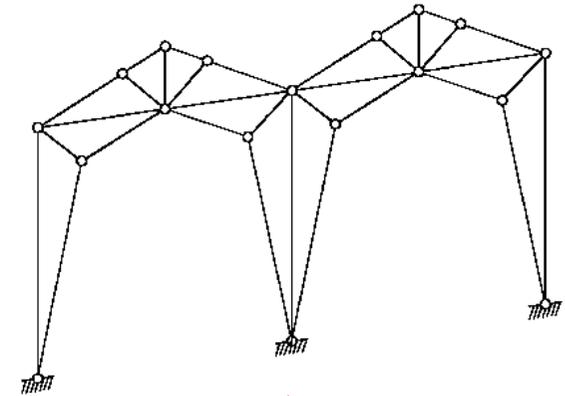
- Pannelli di particelle $2.0 \times 3.67 \text{ mm}^2$, sp. 25 mm, chiodi $\phi 4/70$, passo 50 mm
 $K_{eq} = 11.86 \text{ kN/mm}$, $F_{eq} = 123.18 \text{ kN}$, $s_{u,eq} = 18.9 \text{ mm}$
- Prestazioni delle due pareti trasversali non rinforzate valutate nell'ipotesi di fasce di piano a comportamento rigido
 $V_{Rd} = 184.0 \text{ kN}$, duttilità μ pari a 4

Collasso per cedimento pareti trasversali di estremità, solaio cop. elastico

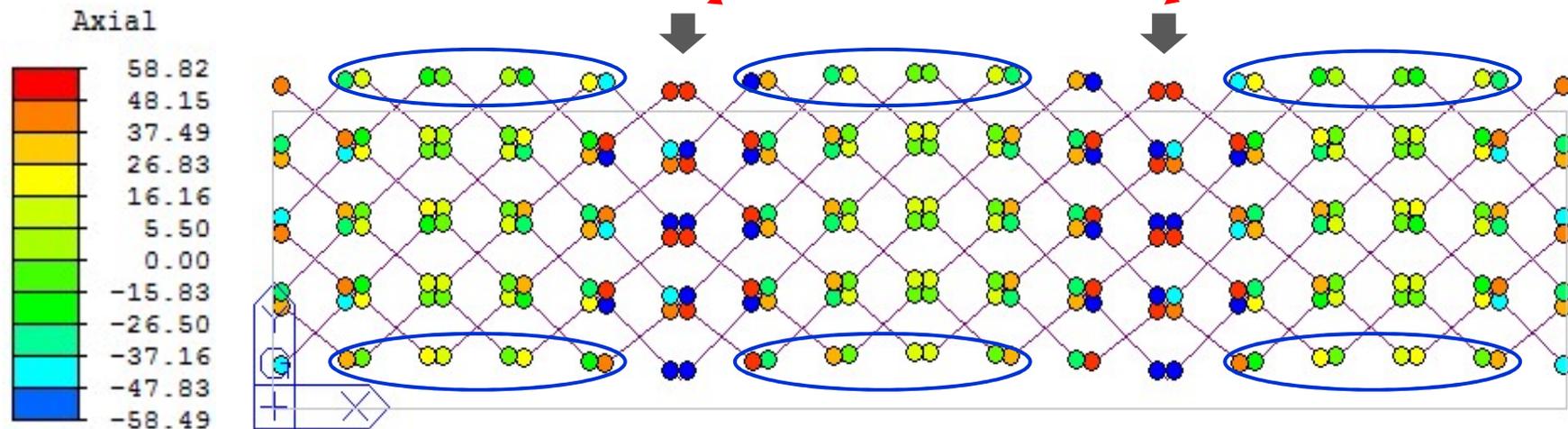


Caso C: INSERIMENTO PORTALI METALLICI

- Due portali, ai terzi (profili HEA200, acciaio S275)
Collasso dovuto al cedimento fuori piano delle pareti longitudinali per raggiungimento del massimo drift (0.4%).



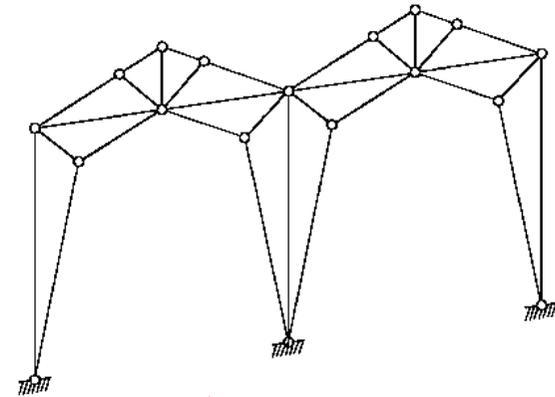
$$a_{g,res} = 0.231g$$



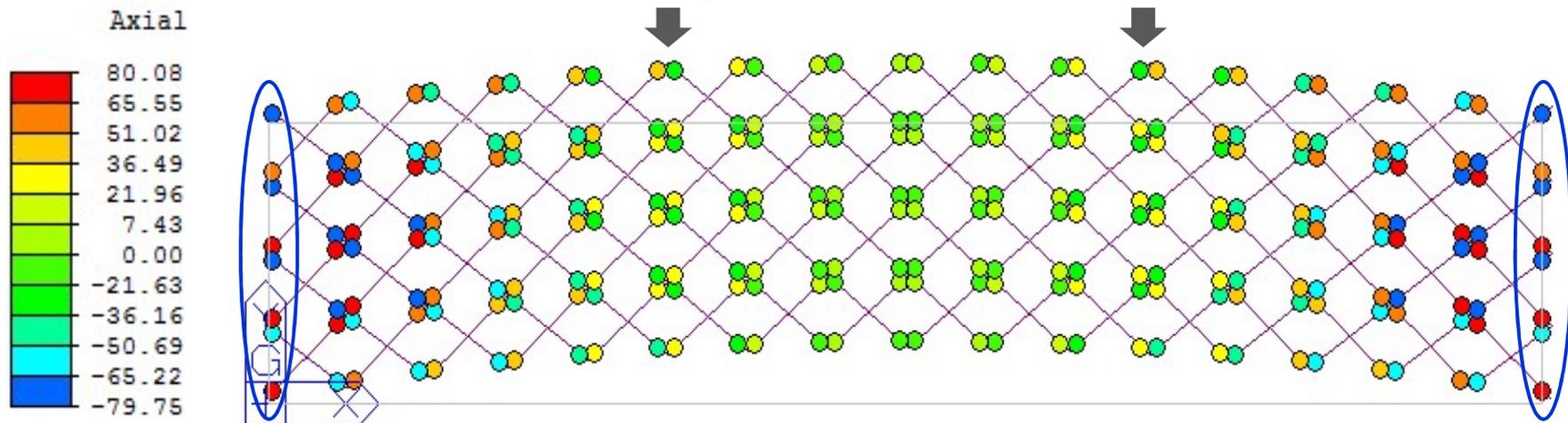
Caso D: PORTALI METALLICI E RINF. MURATURE

Due portali, ai terzi (profili HEA200, acciaio S275)

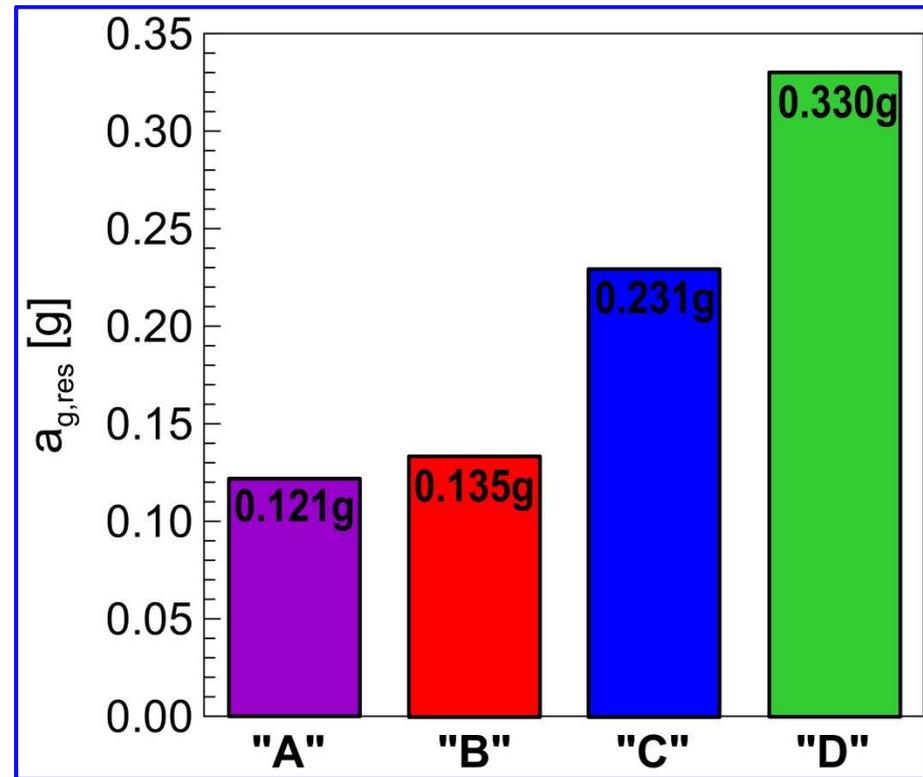
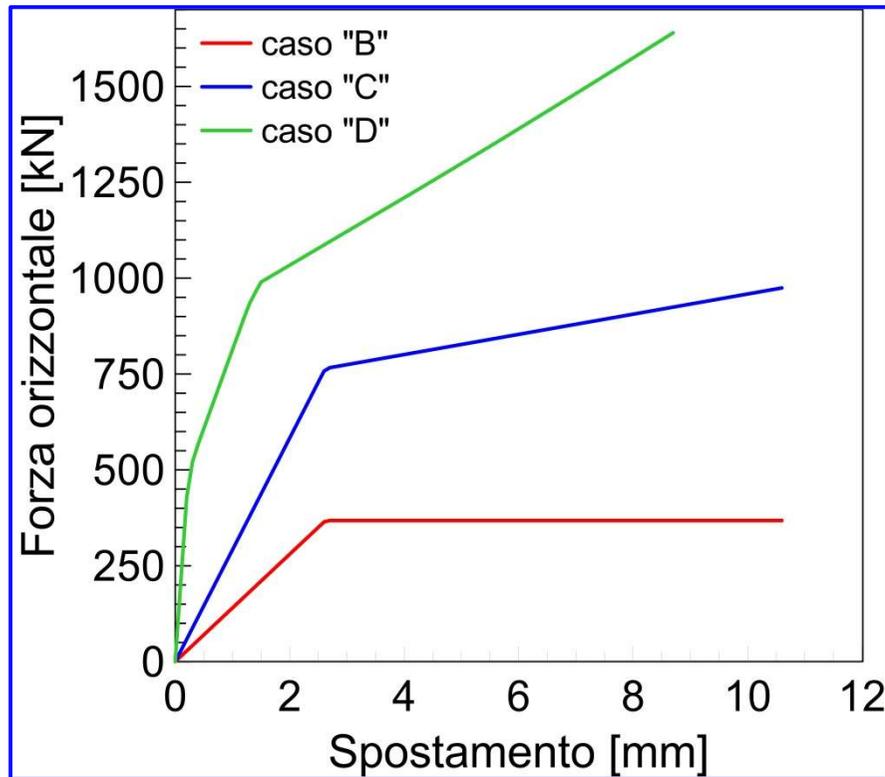
Collasso per cedimento delle pareti trasversali rinforzate alle due estremità.



$$a_{g,res} = 0.330g$$

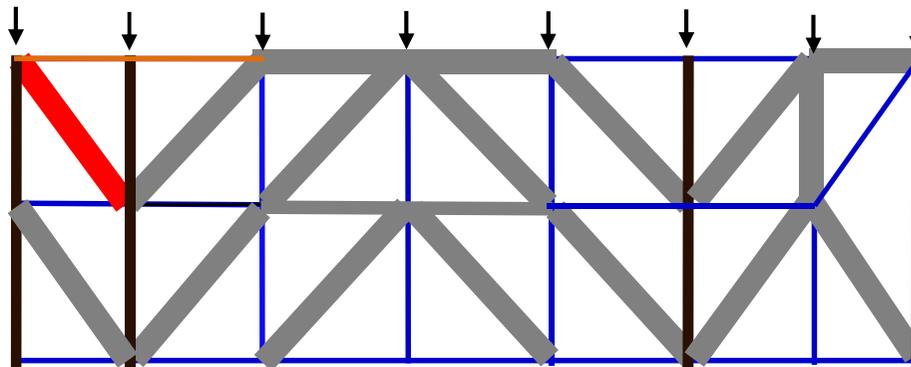
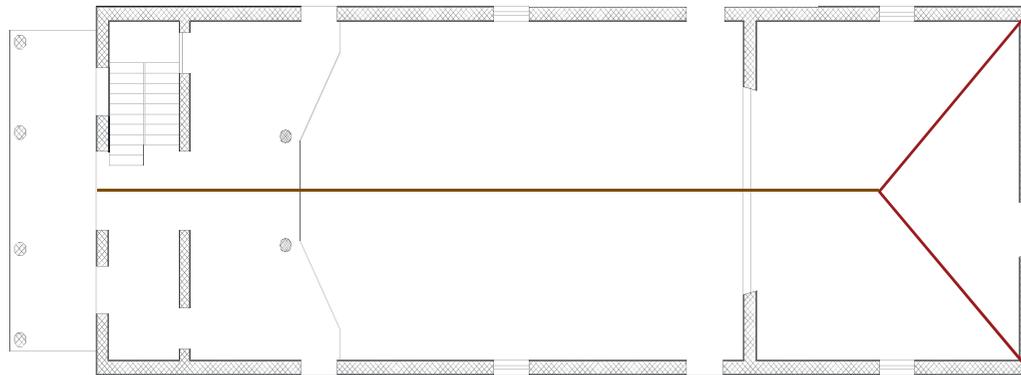


CONFRONTI



SOLAI DI COPERTURA

- **Formazione di diaframma di falda** (*soletta in cls alleggerito di 5 cm*)



INTERVENTI SUGLI ELEMENTI RESISTENTI VERTICALI

INTERVENTI SULLA QUALITA' MURARIA

Obiettivi:

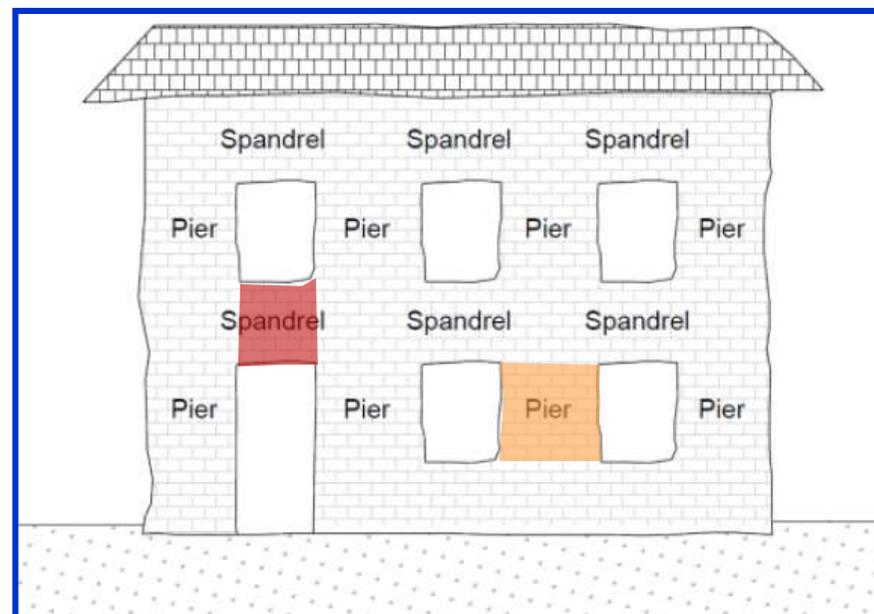
- *Migliorare la connessione interna*
- *Prevenire la disgregazione dei paramenti murari*
- *Incrementare la resistenza e capacità di deformazione del materiale e degli elementi strutturali.*

Incremento della resistenza della muratura

- **Diatoni artificiali** (*acciaio, c.a.*)
- **Incamiciatura** (*intonaco armato, ecc.*)
- **Legature contenitive** (*reticolatus, sistema CAM, ecc.*)
- **Nastri o lamine in composito incollate** (*con diatoni artificiali*)

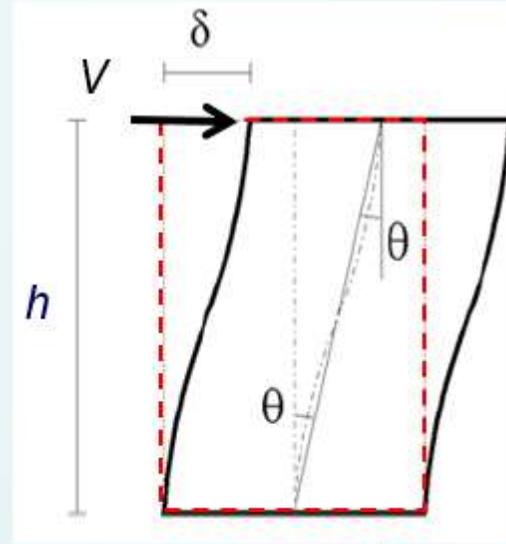
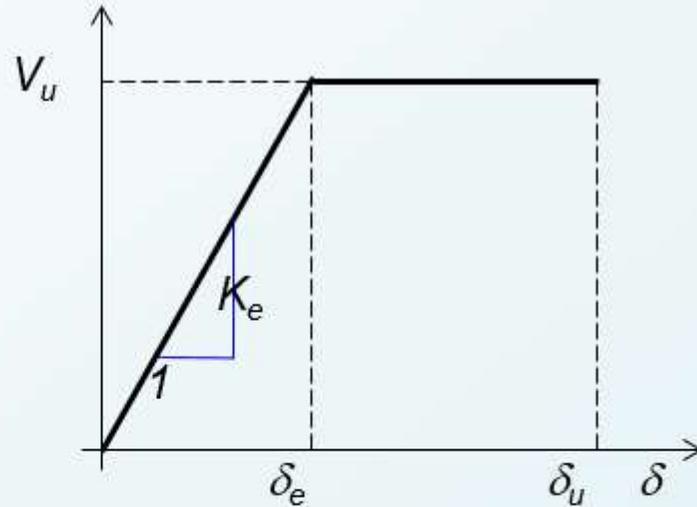
COMPORTAMENTO NEL PIANO

Le pareti in muratura con aperture (soggette ad azioni nel piano) si suddividono in due tipologie di macro-elementi:



- Maschi murari (*pier*): porzione di parete verticale tra due aperture.
- Fasce di piano (*spandrel*): porzione di parete orizzontale sopra le aperture (collegano due maschi murari).

COMPORTAMENTO NEL PIANO



K_e Rigidezza elastica (**RIGIDEZZA**)

V_u Resistenza di picco (**RESISTENZA**)

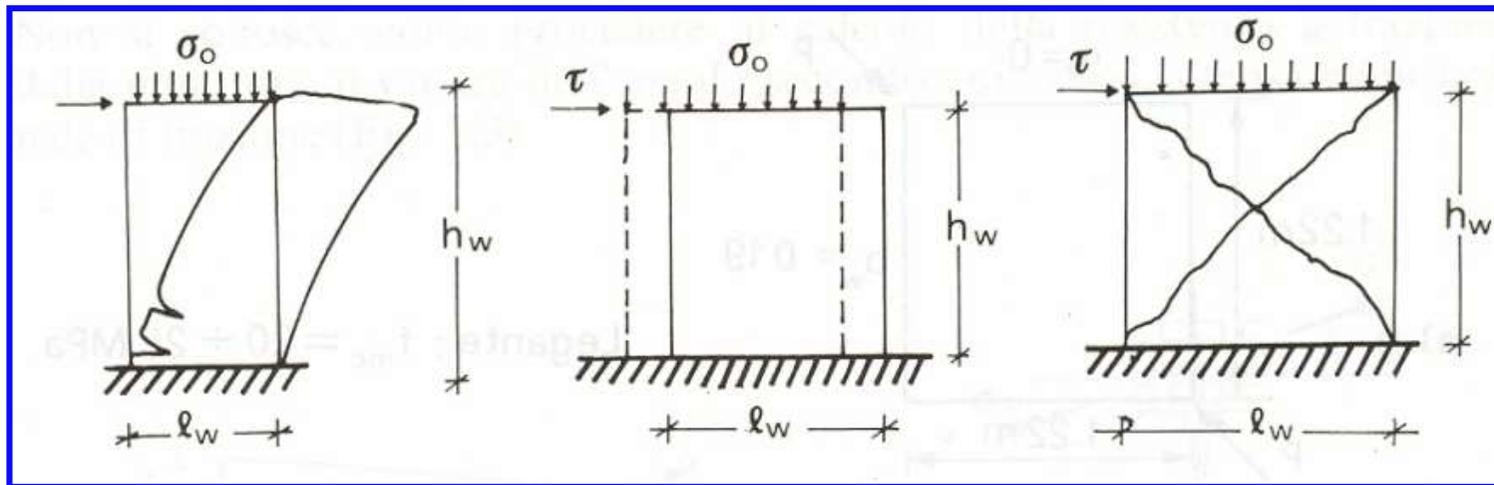
δ_u Massimo spostamento prima della rottura (**DUTTILITA'**)

$$K_e = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{\chi h}{GA}}$$

COMPORTAMENTO NEL PIANO DEI MASCHI

Le modalità di rottura di un maschio murario dipendono sia dalle sue dimensioni che dal carico applicato:

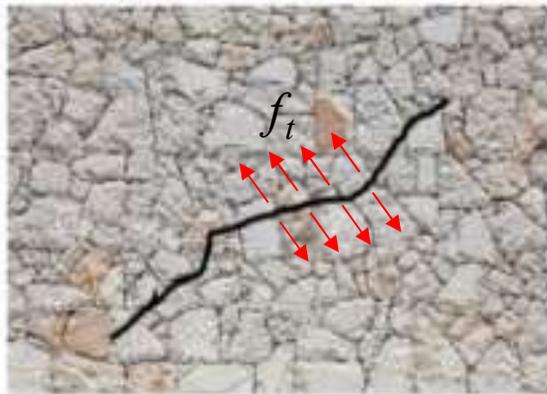
- Rottura per pressoflessione (si verifica per valori di $h/b > 2$)
- Rottura per scorrimento (si verifica per bassi valori dell'azione assiale)
- Rottura per fessurazione diagonale (si verifica per valori di $h/b < 1.5$)



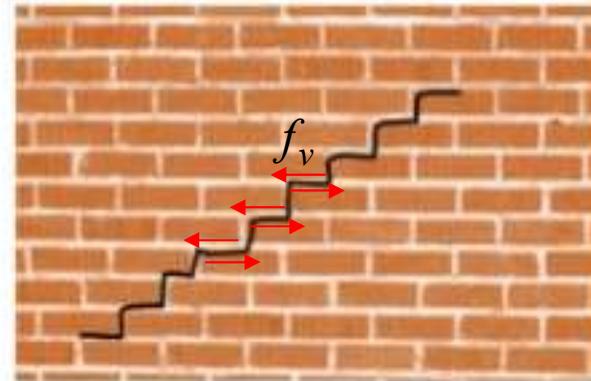
COMPORTAMENTO NEL PIANO DEI MASCHI

La modalità di rottura per fessurazione diagonale dipende dal tipo di muratura: a tessitura irregolare o a tessitura regolare

- Nel primo caso la rottura è governata dal cedimento a trazione
- Nel secondo caso la rottura avviene «a scaletta» per cedimento a scorrimento lungo i corsi di malta



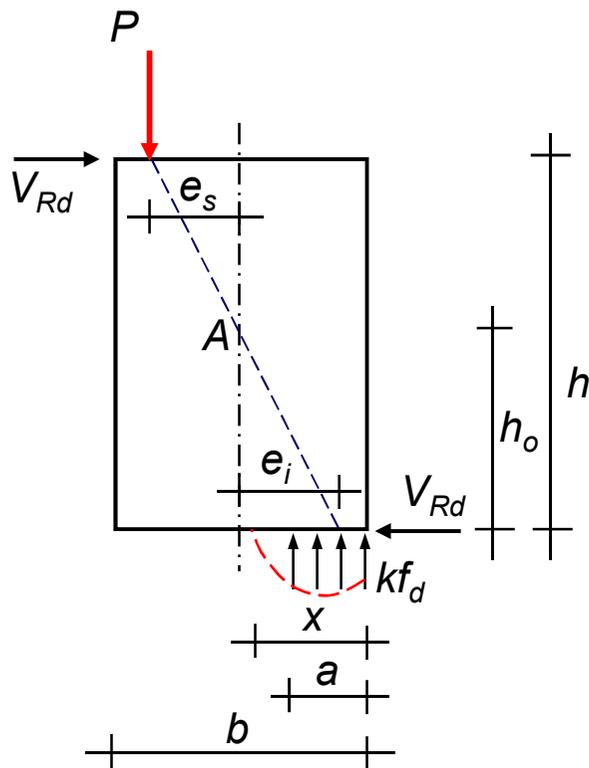
**Muratura irregolare
fessurazione diagonale**



**Muratura regolare
fessurazione «a scaletta»**

COMPORAMENTO NEL PIANO DEI MASCHI

Capacità portante – meccanismo a pressoflessione



$$\begin{cases} M_{Rd} = k f_d a t \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ P = k f_d a t \end{cases} \Rightarrow a = \frac{P}{k f_d t}$$

$$a = 0.8 x$$

$$\sigma_o = \frac{P}{b t}$$

$$k = 0.85$$

Sostituendo a e σ_o nella prima

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o b^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{k f_d} \right)$$

Nota la posizione di annullamento del momento h_o

$$V_{Rd}^p = \frac{\sigma_o b^2 t}{2 h_o} \left(1 - \frac{\sigma_o}{k f_d} \right)$$

COMPORAMENTO NEL PIANO DEI MASCHI

Capacità portante –scorrimento

$$f_{vd} = f_{vod} + 0.4 \sigma$$

Eurocodici n. 6, 8 – DM 17.01.2018

Capacità portante – fessurazione diagonale (Turnsek e Cacovic 1971)

$$V_{Rd} = \frac{f_{td} b t}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{td}}}$$

$$\xi = 1.0 \quad \text{per } h/b \leq 1.0$$

$$\xi = h/b \quad \text{per } 1.0 < h/b \leq 1.5$$

$$\xi = 1.5 \quad \text{per } h/b > 1.5$$

f_{vod} è la resistenza media a taglio di calcolo in assenza di azione assiale

Si ricava sperimentalmente mediante prove di compressione

diagonale, che forniscono $f_t \Rightarrow f_{td} = f_t / \gamma_M \Rightarrow \tau_{od} = f_{td} / 1.5$

COMPORTAMENTO NEL PIANO DEI MASCHI

Capacità portante – fessurazione ‘a scaletta’ (murature regolari)

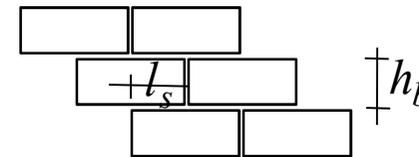
Circolare 21.01.2019 n. 7/Cons. Sup. LL. PP.

$$V_R = \frac{bt}{\xi} \left(\frac{f_{vo}}{1 + \mu\phi} + \frac{\mu}{1 + \mu\phi} \sigma_o \right) \leq V_{t,lim}$$

$$\begin{aligned} \xi &= 1.0 && \text{per } h/b \leq 1.0 \\ \xi &= h/b && \text{per } 1.0 < h/b \leq 1.5 \\ \xi &= 1.5 && \text{per } h/b > 1.5 \end{aligned}$$

$\mu = 0.577$ *coefficiente di attrito (corrispondente ad un angolo di attrito di 30°)*

$\phi = \frac{h_b}{l_{s,min}}$ *coefficiente di ingranamento murario*



f_{vo} è la resistenza media a taglio in assenza di azione assiale

$$V_{t,lim} = \frac{bt}{\xi} \cdot \frac{f_{btd}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{btd}}}$$

f_{btd} Resistenza a trazione dei blocchi sperimentale

Si può assumere $f_{btd} = 0.1 f_{bd}$

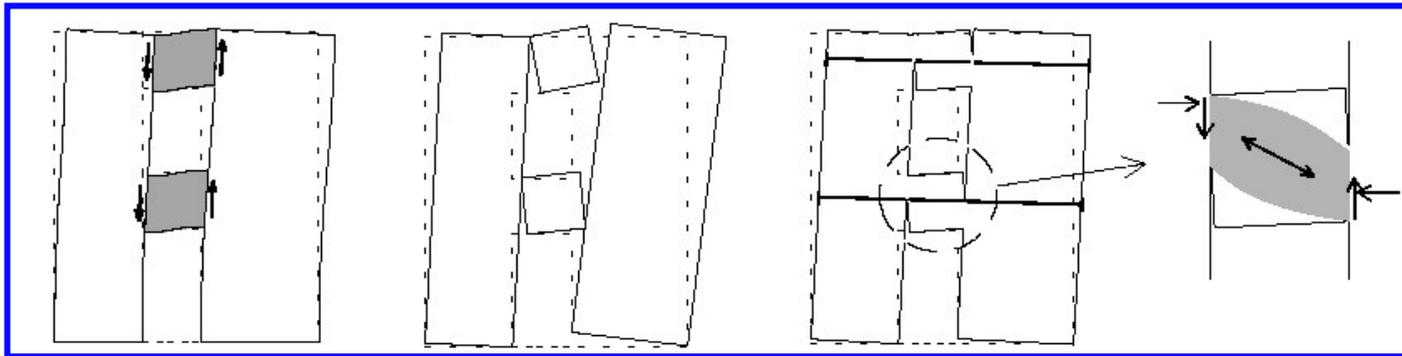
f_{bd} Resistenza a compressione dei blocchi

COMPORTAMENTO NEL PIANO DELLE FASCE

Comportamento delle fasce di piano

Le fasce si fessurano agli estremi e poi tendono a ruotare rigidamente (*rocking*), allontanando anche le pareti verticali.

E' indispensabile introdurre dei tiranti orizzontali per contrastare questo effetto



La capacità portante delle fasce è quindi legata all'efficacia del tirante orizzontale (*cordoli, tiranti, ecc.*)

↳ meccanismo resistente a puntone diagonale

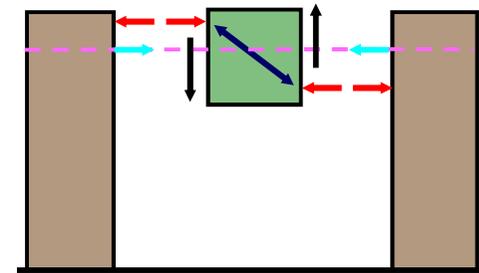
COMPORTAMENTO NEL PIANO DELLE FASCE

In presenza di tirante orizzontale (*cordolo di piano, tirante, architrave*) efficacemente ammorsato alle estremità, si ha:

Capacità portante - Meccanismo per fessurazione diagonale

$$V_{Rd} = \frac{f_{td} b t}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{td}}}$$

Muratura irregolare
fessurazione diagonale



$$V_R = \frac{b t}{\xi} \left(\frac{f_{vo}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_o \right) \leq V_{t, \lim}$$

Muratura regolare
fessurazione «a scaletta»

σ_o Normalmente si trascura

$\sigma_o = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{Dovuto all'azione orizzontale ottenuta dal calcolo } N/bt \\ \text{Stima della tensione verticale perpendicolare ai giunti di malta } \sigma_v \end{array} \right.$

COMPORTAMENTO NEL PIANO DELLE FASCE

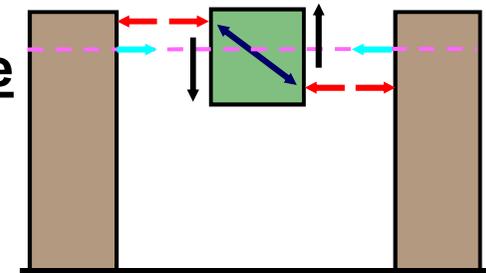
In presenza di tirante orizzontale (*cordolo di piano, tirante, architrave*) efficacemente ammortato alle estremità, la capacità portante diventa:

Capacità portante - Meccanismo per pressoflessione

$$M_{Rd} = \frac{H_p b}{2} \left(1 - \frac{H_p}{k f'_d b t} \right)$$



$$V_{Rd} = \frac{2 M_{Rd}}{l}$$

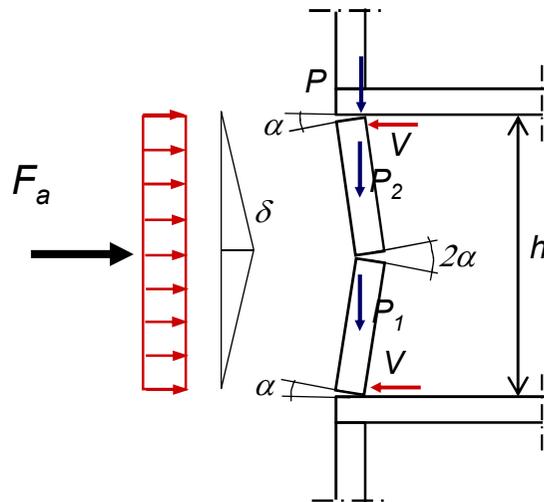


$$H_p = \min \begin{cases} \text{resist. a trazione elem. tesoro} \\ 0.4 f'_d b t \end{cases}$$

f'_d resist. a compr. muratura in direzione orizzontale

COMPORTAMENTO FUORI PIANO MURATURA

La forza orizzontale massima che è in grado di sopportare la parete non rinforzata per azioni perpendicolari al piano si calcola applicando il PLV al cinematismo (considerando rigidi i blocchi)



t = spessore parete

$$Le = Li$$

$$\delta = \frac{\alpha h}{2}$$

$$F_a \cdot \frac{\delta}{2} = P_1 \frac{t}{2} \alpha + P_2 \frac{3t}{2} \alpha + P \frac{4t}{2} \alpha$$

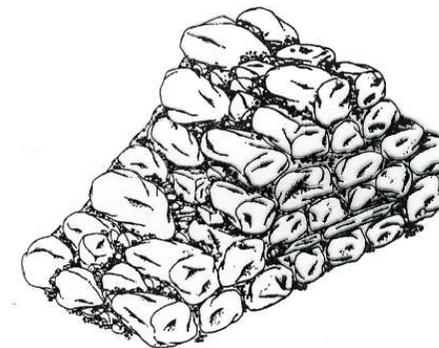
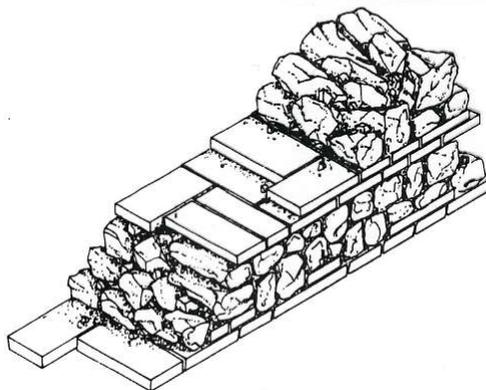
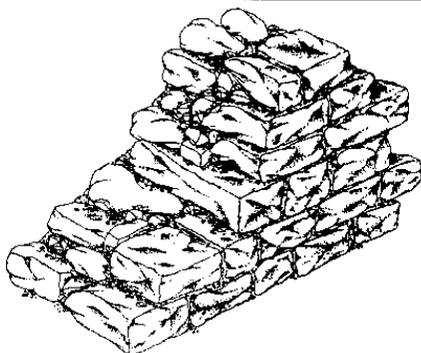
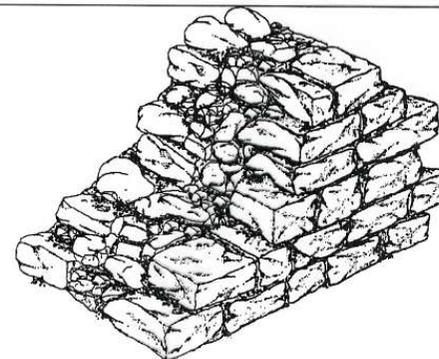
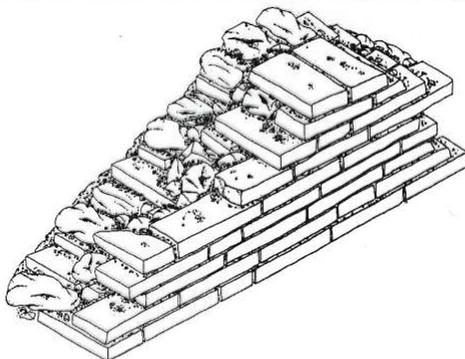
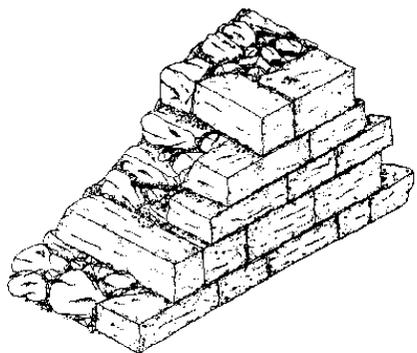
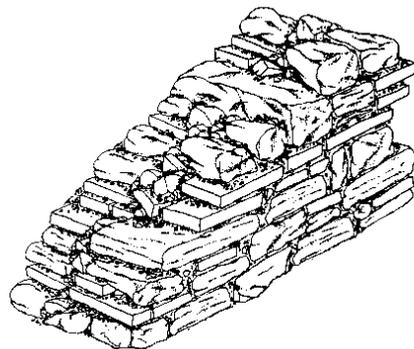
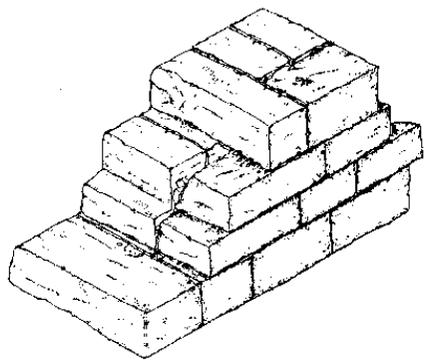
$$F_a \leq 2 \cdot \frac{P_1 + 3P_2 + 4P}{h} \cdot t$$

Attivazione
cinematismo

$$F_a \leq 2 \cdot \mu P$$

Verifica a
scorrimento

TIPOLOGIE MURARIE



CIRCOLARE n. 7 del 21/01/2019

**Publicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 35 del 11/02/2019
supplemento ordinario.**

PARAMETRI MECCANICI MURATURE

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	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(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 squadrati	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.

COEFFICIENTI CORRETTIVI MURATURE

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,25}$ (f_m in N/mm²).

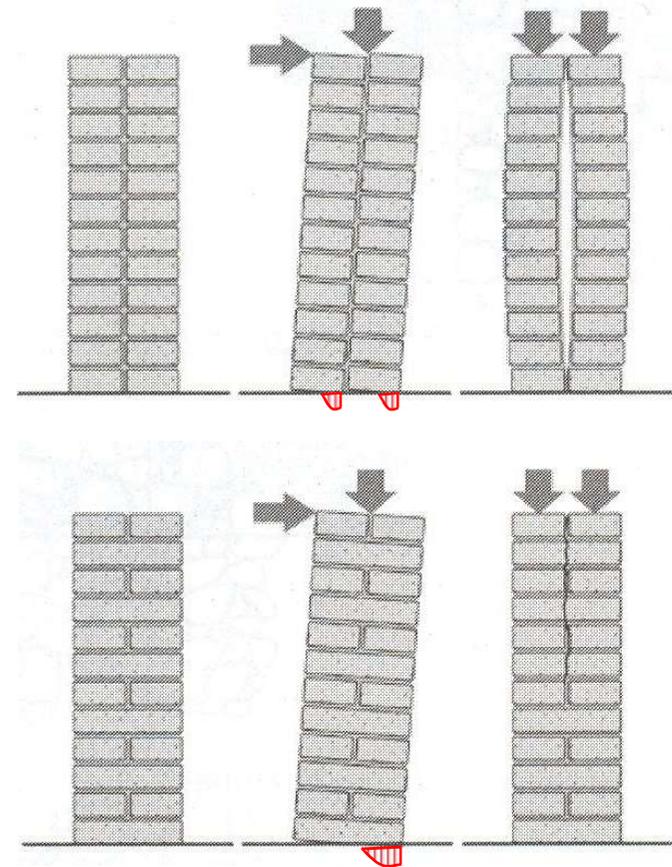
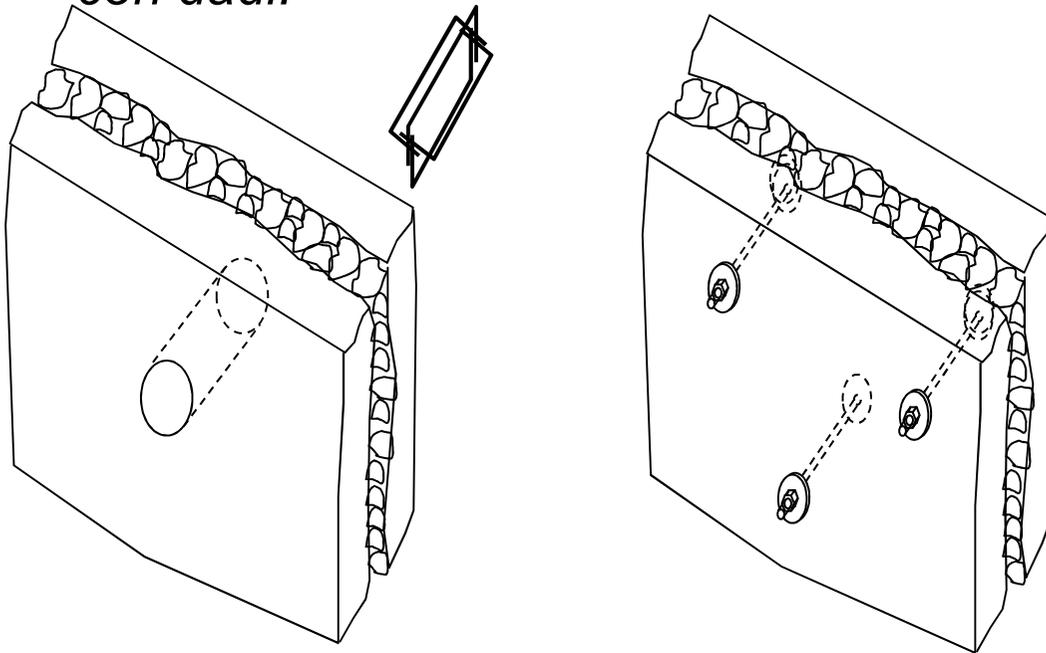
(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

TECNICHE DI RINFORZO PER MURATURE

- *Inserimento diatoni artificiali*
- *Iniezioni di miscele leganti*
- *Tirantature orizzontali e verticali*
- *Realizzazione camicie in rete in GFRP e intonaco*
- *Applicazione di rinforzi FRCM sulla superficie delle pareti*
- *Rinforzi con nastri in FRP*
- *Rinforzo con ristilatura armata*
- *Rinforzo con l'impiego di nastri in acciaio (sistema CAM)*

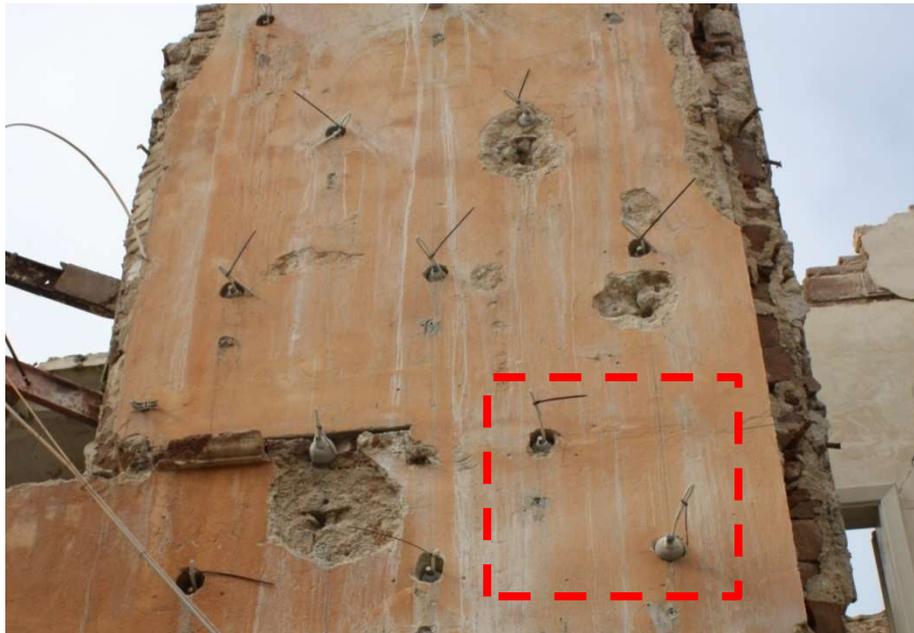
DIATONI ARTIFICIALI

- *Diatoni realizzati in calcestruzzo armato dentro fori di carotaggio*
- *Creano un collegamento fra i paramenti murari evitando il loro distacco*
- *Tirantini antiespulsivi, costituiti da barre metalliche filettate passanti con rondelle di ampio diametro sui paramenti e serrate con dadi.*



DIATONI ARTIFICIALI

- *Diatoni realizzati in barre iniettate dentro fori di carotaggio*
- *Creano un collegamento fra i paramenti murari evitando il loro distacco*
- *Per contenere il materiale di iniezione si usano calze o reti metalliche*



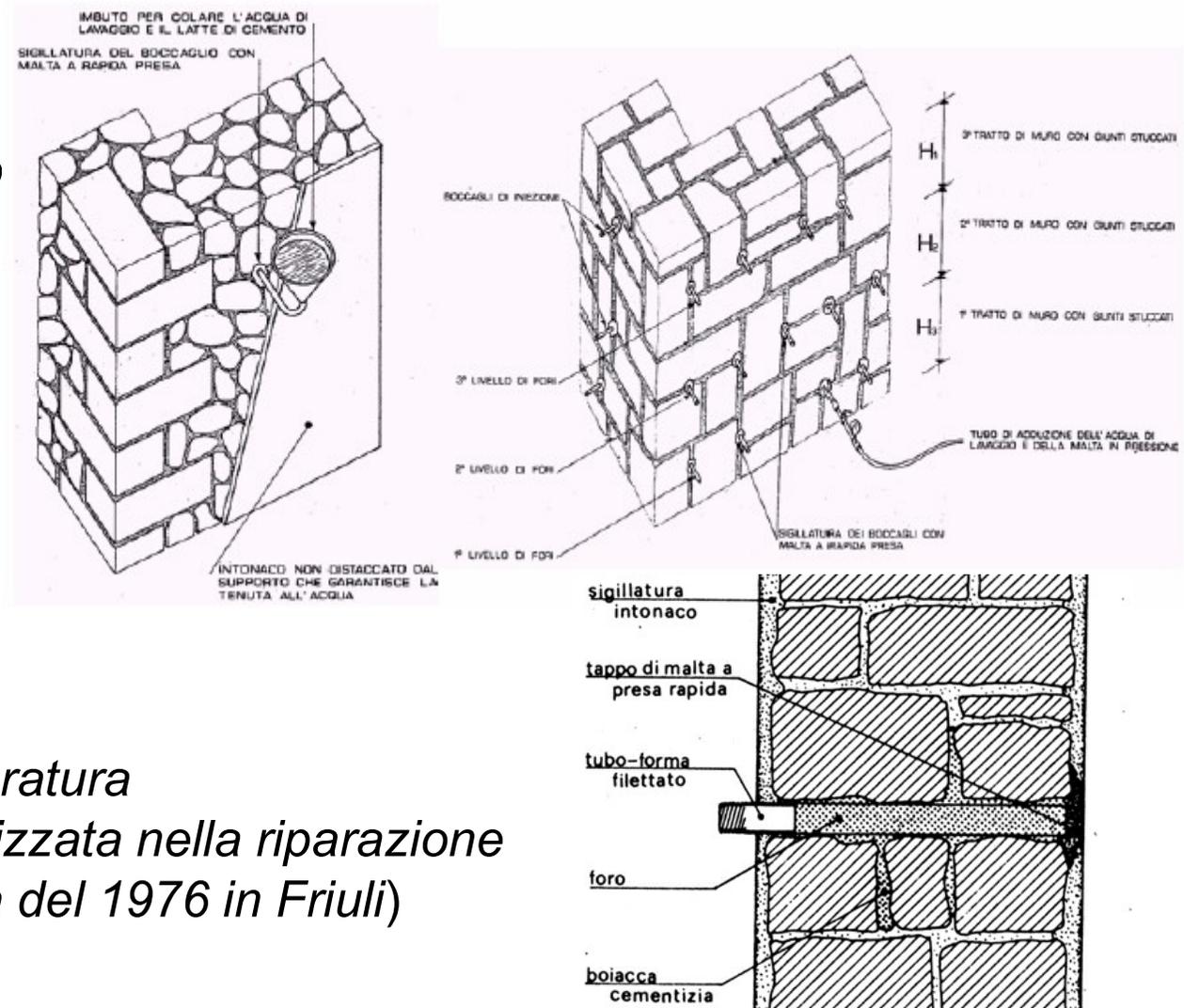
STIMA RESISTENZA

- *L'incremento di resistenza dovuto all'intervento deve essere stimato in base a prove sperimentali*
- *Si possono applicare a tutti i parametri di resistenza il coefficiente indicato per le murature originariamente dotate di una buona connessione trasversale. Gli elementi di connessione a trazione (tirantini) hanno un effetto significativo solo per la resistenza a compressione f*

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscela leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0

INIEZIONI DI MISCELE LEGANTI

- *Le murature in pietrame presentano spesso numerosi vuoti al proprio interno, distribuiti pressoché uniformemente*
- *Il riempimento di questi vuoti con materiale cementizio conduce ad un sensibile aumento della resistenza della muratura (tecnica ampiamente utilizzata nella riparazione degli edifici dopo il sisma del 1976 in Friuli)*



INIEZIONI DI MISCELE LEGANTI

- *Iniezione di malta cementizia molto fluida a pressione controllata (max 2.5÷3.0 atm). E' in genere necessaria una quantità di malta variabile fra 50 e 150 kg per m³ di parete.*
- *Si può applicare il coefficiente indicato in tabella sia ai parametri di resistenza (f , τ_o , f_{vo}) sia ai moduli elastici (E e G).*
- *I benefici sono tanto più marcati tanto più scadente è la muratura di partenza.*
- *I benefici delle iniezioni dipendono dalla reale possibilità di riempire lacune esistenti nella trama muraria e di aderire ai materiali esistenti.*
- *Per quantificare l'incremento di resistenza è in genere necessario eseguire delle prove in-situ prima e dopo l'iniezione*

COEFFICIENTI CORRETTIVI MATERIALI

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

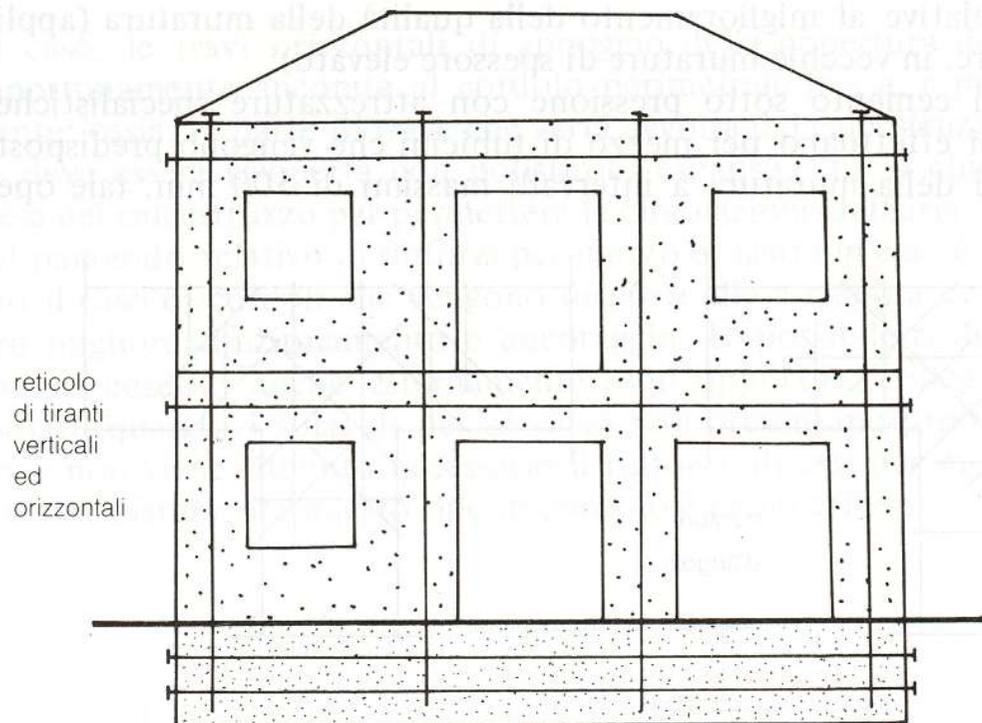
(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

TIRANTATURE ORIZZONTALI E VERTICALI

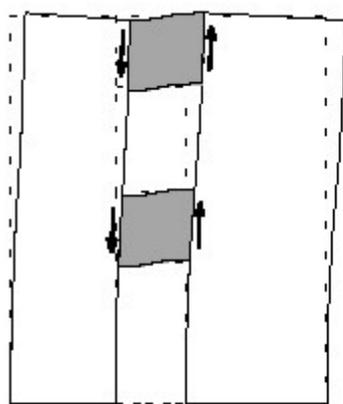
- *La tecnica consiste nella realizzazione di fori in direzione orizzontale e/o verticale nella muratura, con attrezzo a rotazione, e nell'alloggiamento di barre metalliche ad alta resistenza (Dywidag o trefoli) post-tese. Anche all'esterno della muratura (risultante tiranti verticali centrata)*
- *Alle estremità si dispongono opportuni dispositivi metallici o in calcestruzzo armato per la ripartizione del carico*



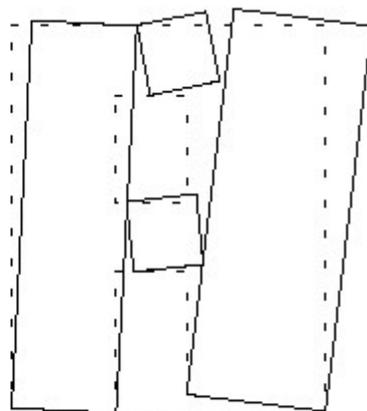
- *Tiranti verticali negli angoli dell'edificio ed in corrispondenza dei maschi*
- *Tiranti orizzontali in corrispondenza dei solai di piano per irrobustire le fasce di piano*
- *Tiranti orizzontali in fondazione per realizzare travi alte*
- *Le sedi dei tiranti generalmente vengono iniettate di malta cementizia per proteggere le armature dalla corrosione*

TIRANTATURE ORIZZONTALI E VERTICALI

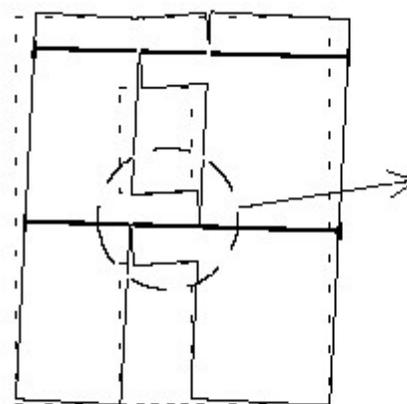
- *Le tirantature orizzontali sono indispensabili, se non ci sono cordoli o catene a livello dei solai, per impedire il “rocking” delle fasce di piano*
- *Le tirantature verticali consentono, fra l’altro, di impedire il “rocking” dei maschi al piano sottotetto, quando la copertura è leggera (es. in legno)*



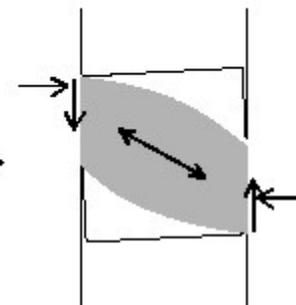
(a)



(b)



(c)

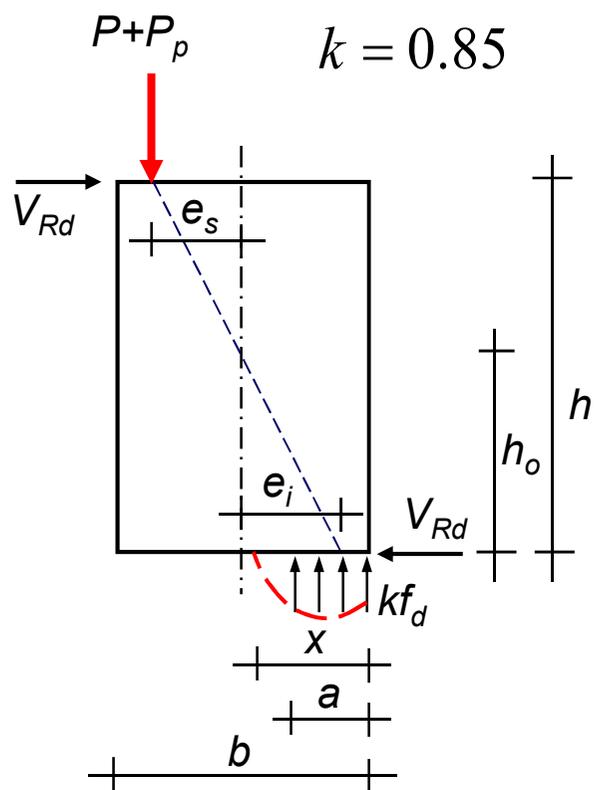


VERIFICA DI RESISTENZA MASCHI

I maschi murari sono soggetti a pressoflessione e taglio.

L'azione assiale dovuta ai carichi va incrementata con l'azione di pre-sollecitazione applicata con i tiranti verticali (P_p)

Capacità portante a pressoflessione



$$\begin{cases} M_{Rd} = k f_d a t \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ P + P_p = k f_d a t \end{cases} \rightarrow a = \frac{P + P_p}{k f_d t}$$

$$a = 0.8 x$$

$$\sigma_o = \frac{P}{b t}$$

$$\sigma_v = \frac{P_p}{b t}$$

Sostituendo a e σ_o nella prima

$$M_{Rd} = \frac{(\sigma_o + \sigma_v) b^2 t}{2} \left(1 - \frac{(\sigma_o + \sigma_v)}{k f_d} \right)$$

Nota la posizione di annullamento del momento h_o

$$V_{Rd}^p = \frac{(\sigma_o + \sigma_v) b^2 t}{2 h_o} \left(1 - \frac{(\sigma_o + \sigma_v)}{k f_d} \right)$$

VERIFICA DI RESISTENZA MASCHI

Capacità portante a taglio (*Rottura per scorrimento*)

$$f_{vk} = f_{vok} + 0.4 \sigma \qquad f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$$

La resistenza della muratura è data dal prodotto della resistenza unitaria per l'area reagente del muro (*zona compressa*)

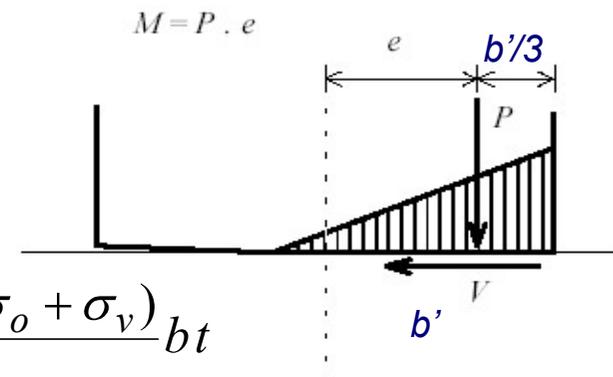
$$b' = \left(\frac{3}{2} - \frac{3e}{b} \right) b \qquad e = \frac{V h_o}{P} \qquad \sigma_o = \frac{P}{bt} \qquad \sigma_v = \frac{P_p}{bt}$$

$$V = f_{vd} b' t = \left[\left(\frac{3}{2} - \frac{3V h_o}{(P + P_p) b} \right) f_{vko} + 0.4 (\sigma_o + \sigma_v) \right] \frac{bt}{\gamma_m}$$



$$V_{Rd}^s = \frac{1.5 f_{vko} + 0.4 (\sigma_o + \sigma_v) \frac{bt}{\gamma_m}}{1 + \frac{3 h_o}{b (\sigma_o + \sigma_v) \gamma_m} \frac{f_{vko}}{\gamma_m}}$$

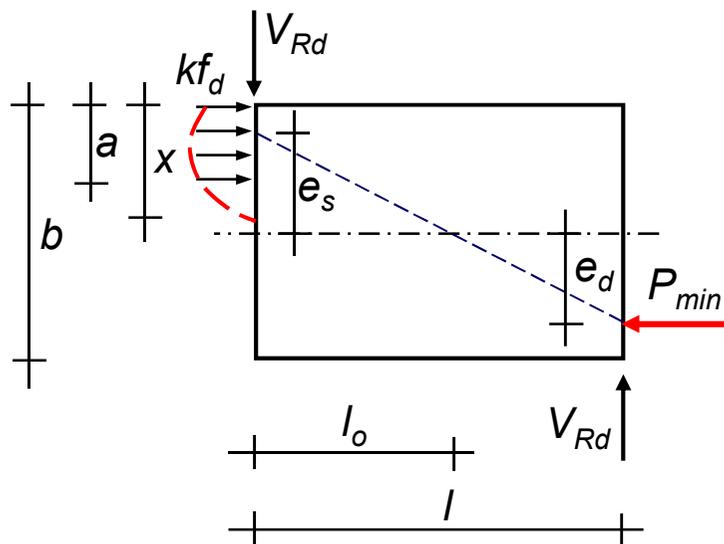
$$V_{Rd}^s \leq \frac{f_{vok} + 0.4 (\sigma_o + \sigma_v) bt}{\gamma_m}$$



VERIFICA A FLESSIONE FASCE DI PIANO

Capacità portante a pressoflessione

Si applica al tirante orizzontale una presollecitazione tale che la traversa sia in grado di resistere al momento agente massimo di calcolo M_{sd}



$$\begin{cases} M_{sd} = kf'_d a t \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ P_{\min} = kf'_d a t \end{cases} \quad \begin{matrix} k = 0.85 \\ a = 0.8x \end{matrix}$$

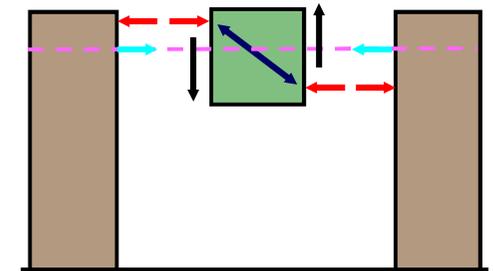
$$P_{\min} = kf'_d a t \quad \rightarrow \quad a = \frac{P_{\min}}{kf'_d t}$$

Sostituendo a nella prima

$$M_{sd} = \frac{P_{\min}}{2} \left(b - \frac{P_{\min}}{kf'_d t} \right)$$

Risolviendo rispetto a P_{\min}

$$P_{\min} = \frac{kf'_d b t}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8M_{sd}}{kf'_d b^2 t}} \right)$$



$$P_p \geq P_{\min}$$

f'_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura in direzione orizzontale

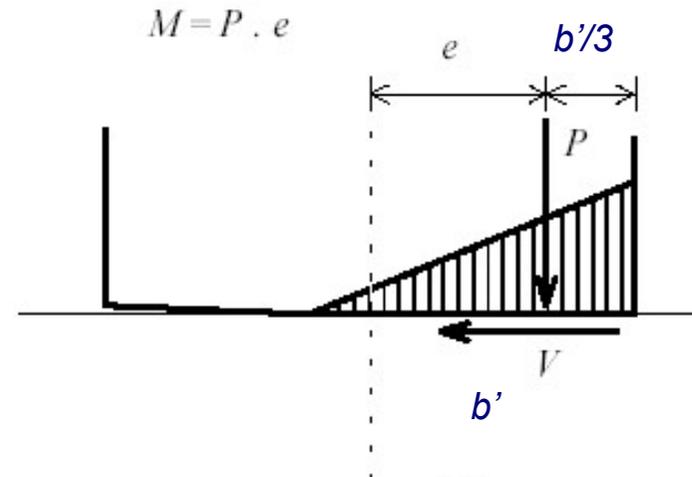
VERIFICA A TAGLIO FASCE DI PIANO

Esplicitando σ_h dalla relazione seguente e ponendo al posto di V_{Rd}^s il taglio agente V_{sd} , si può ricavare la forza assiale di presollecitazione da applicare ai tiranti orizzontali P_p , quindi con la forza assiale effettivamente applicata si calcola V_{Rd}^s

Rottura per scorrimento

$$V_{Rd}^s = \frac{1.5 f_{vko} + 0.4 \sigma_h}{1 + \frac{3l_o}{b \sigma_h} \frac{f_{vko}}{\gamma_m}} \frac{bt}{\gamma_m}$$

$$\sigma_h = \frac{P_p}{bt}$$



RESISTENZA A TAGLIO TRVERSE

In presenza di cordolo di piano o architrave resistente a flessione ed efficacemente ammorsato alle estremità, le NTC 2018 prescrivono

Rottura per scorrimento

$$V_{Rd}^s = \frac{f_{vko}}{\gamma_M} \cdot b t$$

Rottura per pressoflessione

$$M_{Rd} = \frac{H_p b}{2} \left(1 - \frac{H_p}{k f_d b t} \right)$$

$$H_p = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{resist. a trazione elem. teso} \\ 0.4 f'_d b t \end{array} \right.$$



$$V_{Rd}^f = \frac{2 M_{Rd}}{l}$$

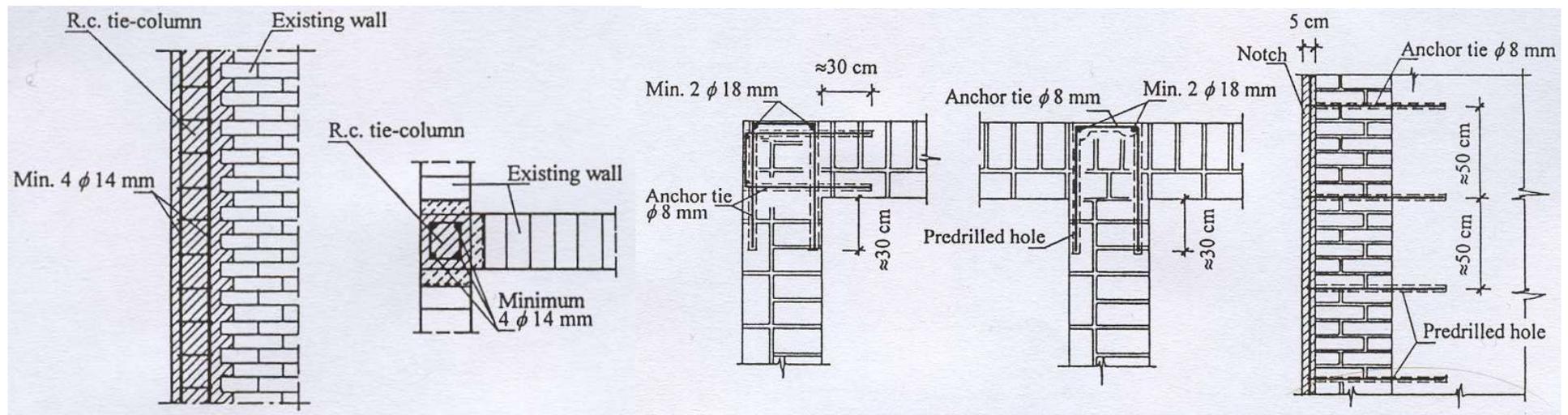
$$V_{sd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd}^s \\ V_{Rd}^f \end{array} \right.$$

f'_d resist. a compr. muratura in direzione orizzontale

TECNICHE DI CONFINAMENTO

Cordoli verticali

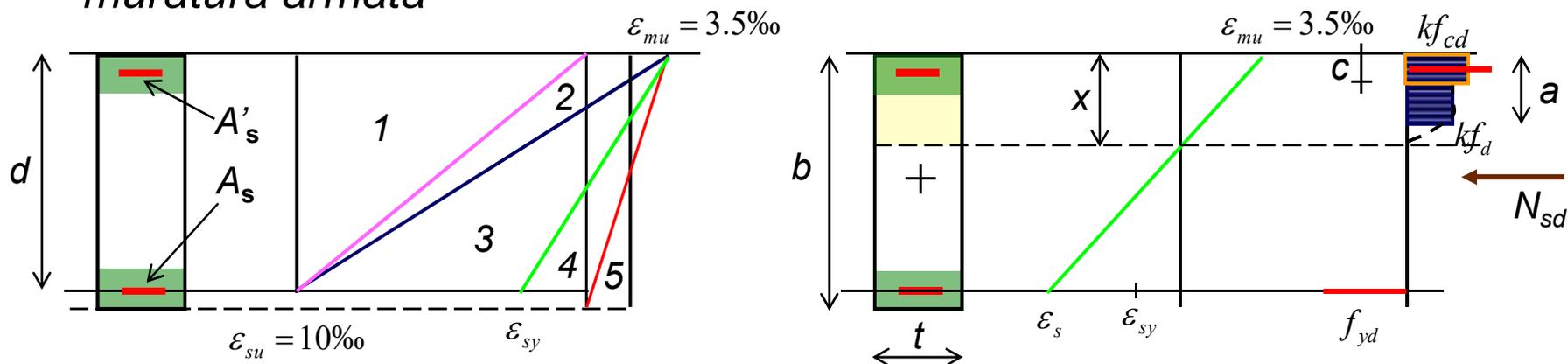
- *Sistema efficace quando è possibile realizzare cordoli verticali nelle intersezioni fra le pareti e ad entrambe le estremità dei maschi*
- *Applicabile solo per murature di mattoni, che vengono rimossi ad uno ad uno nelle zone dove verrà realizzato il cordolo verticale*
- *Inadatto per murature di pietrame in quanto la realizzazione delle sedi produce un notevole disturbo alla muratura riducendone sensibilmente la resistenza (si creano ampie zone di muratura fessurate)*
- *I cordoli verticali devono essere efficacemente collegati ai cordoli orizz.*



TECNICHE DI CONFINAMENTO

Capacità portante a pressoflessione dei maschi

- Il momento resistente di calcolo si determina analogamente al caso di muratura armata



$$a = 0.8x$$

$$k = 0.85$$

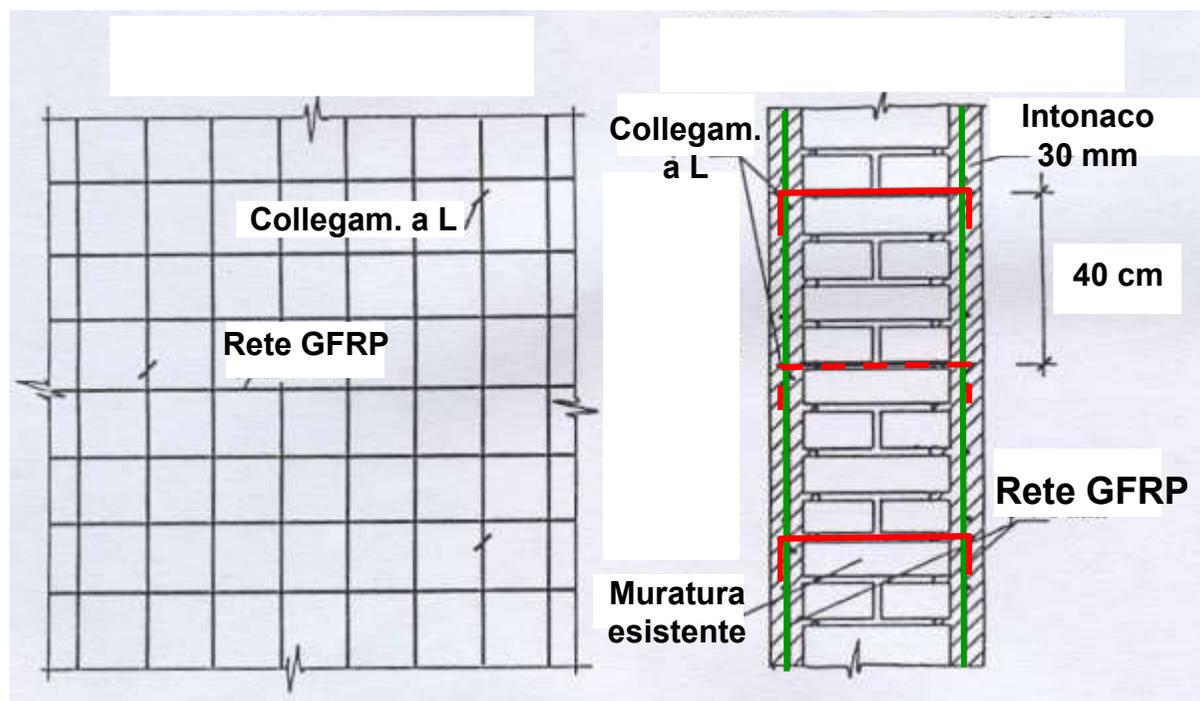
$$\left\{ \begin{aligned} N_{sd} &= kf_d (a - c)t + kf_{cd} ct - f_{yd} (A_s - A'_s) \\ M_{Rd} &= kf_d (a - c)t \left(\frac{b}{2} - \frac{a + c}{2} \right) + kf_{cd} ct \left(\frac{b}{2} - \frac{c}{2} \right) + f_{yd} A_s \left(d - \frac{b}{2} \right) + f_{yd} A'_s \left(\frac{b}{2} - d' \right) \end{aligned} \right.$$

$$a \leq 0.8 \frac{0.0035d}{0.0035 + \varepsilon_{sy}}$$

(limite fra campo 3 e campo 4)

TECNICA DI RINFORZO CON RETE IN GFRP

- *Consiste nell'utilizzo di reti in GFRP disposte sulla superficie delle pareti, collegate fra loro con connettori a L giuntati per sovrapposizione all'interno di fori passanti attraverso la muratura, e realizzazione di intonaco di malta a base calce dello spessore di circa 3 cm*



VANTAGGI

- **Rete non metallica** quindi non soggetta a corrosione (*durabilità*)
- **Leggera e trasportabile in rotoli** (*può essere portata agevolmente all'interno di edifici passando attraverso le aperture delle porte o delle finestre*)
- **Connettori non metallici di tipo meccanico** (*solidarizzati alla muratura con resina epossidica o con malte cementizie a ritiro compensato*).
- **Semplice da applicare** (*come la tecnica con camicia di rete elettrosaldata e betoncino*)

RESISTENZE E RIGIDEZZE

- **L'efficacia della tecnica può essere quantificata attraverso valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato.**
- **Si possono utilizzare valori sperimentali sull'efficacia.**
- **In assenza di queste, si possono adottare i coefficienti indicati in tabella (Circ. C.S.LL.PP. 7/2019) applicabili sia ai parametri di resistenza (f , τ_o , f_{vo}) sia ai moduli elastici (E e G).**
- **Non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. La tecnica non è efficace senza connessioni trasversali; ha efficacia limitata se applicata su un solo paramento.**
- **Verificare che la muratura non presenti vuoti o tenda a disgregarsi**

COEFFICIENTI CORRETTIVI MATERIALI

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

RINFORZO CON RETE IN GFRP

Comportamento nel piano

Rigidezza $K_{e(R)}$

$$K_{e(R)} = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI_{(R)}} + \frac{\chi h}{GA_{(R)}}}$$

$$G_{\text{int}} = \frac{E_{\text{int}}}{2(1+\nu)}$$

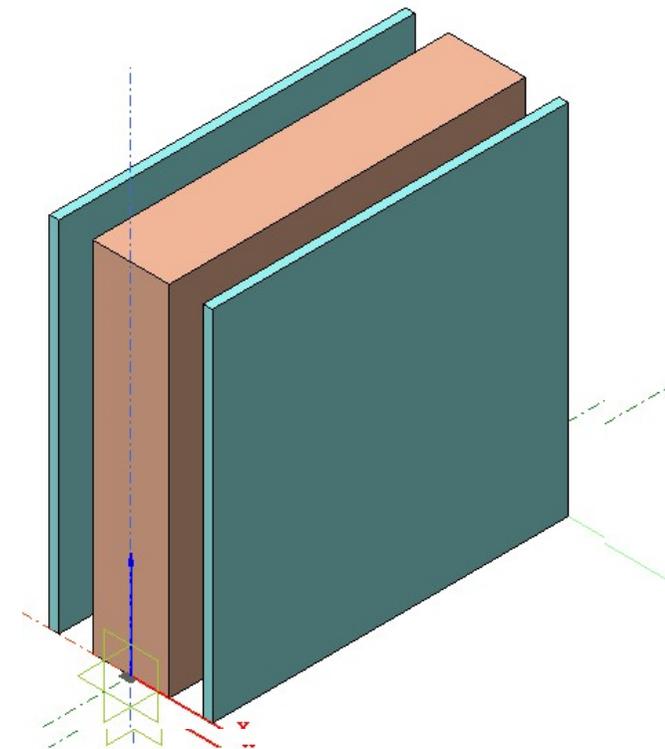
$$E_{(R)} = E_{(NR)} + E_{\text{int}} \frac{t_{\text{int}}}{t_{NR}}$$

$$G_{(R)} = G_{(NR)} + G_{\text{int}} \frac{t_{\text{int}}}{t_{NR}}$$

Resistenza a trazione $f_{t(R)}$

$$f_{t(R)} = \beta \cdot \left(f_{(NR)} + f_{\text{int}} \frac{t_{\text{int}}}{t_{(NR)}} \right)$$

da cui si ricava $f_{v0(R)}$ e la resistenza a taglio V_{Rd} con la formula di Turnsek-Cacovic (1971)



RINFORZO CON RETE IN GFRP

Resistenza a trazione

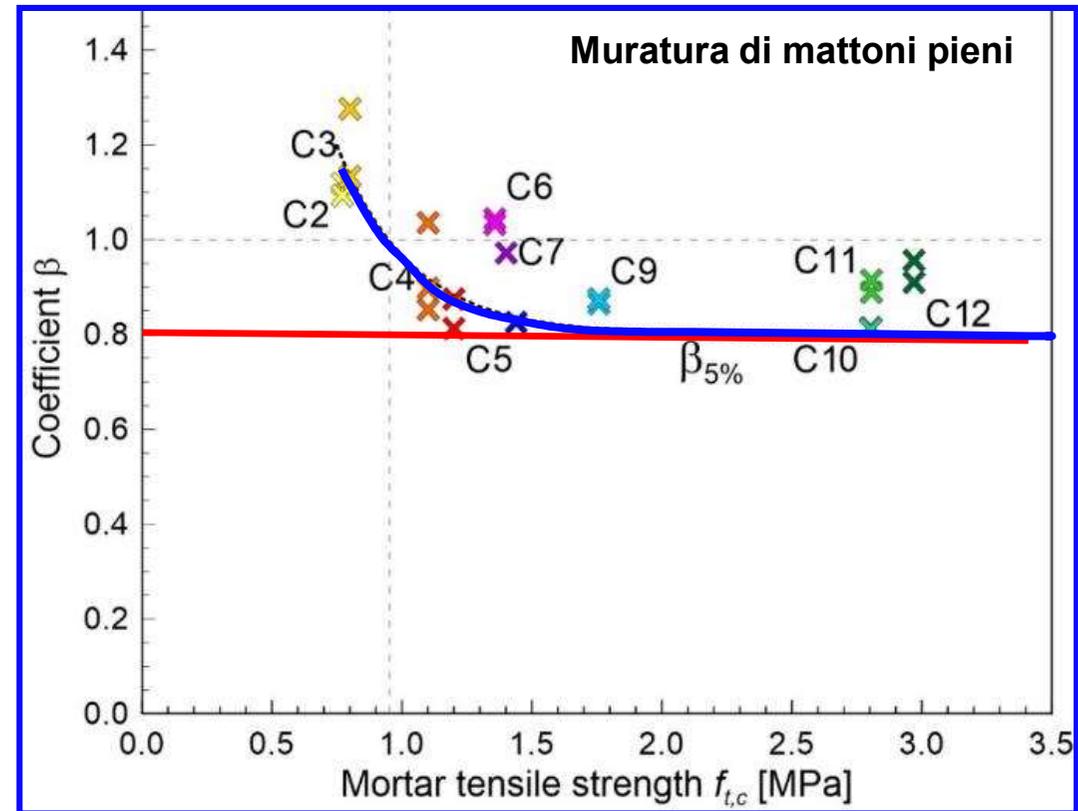
Per muratura di mattoni pieni

$$\beta = 0.8 + 6.0 \cdot e^{-4.0 f_{t,int}}$$

Per semplicità si può assumere:

Muratura di mattoni $\beta = 0.8$

Muratura in pietra $\beta = 1.0$



RINFORZO CON RETE IN GFRP

La resistenza a taglio post fessurazione può essere calcolata come nelle FEMA 306 o **nelle CNR 200R1/2013, ossia**

$$V_{Rdm} = x \cdot t \cdot f'_{vd}$$

(muratura)

$$V_{Rdf} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{0.6 \cdot d \cdot A_{fw} \cdot f_{fd}}{p_f}$$

(meccanismo
strut and tie)

$$V_{Rd} = V_{Rdm} + V_{Rdf}$$

$$f'_{vd} = \alpha f_{vo} + 0.4 \sigma'_{vm}$$

$$0 \leq \alpha \leq 1$$

$$V_{Rdmax} = 0.3 \cdot d \cdot t \cdot f_{md}^h$$

Collasso a compressione
del puntone di muratura

f'_{vd} resistenza a scorr. sezione compressa

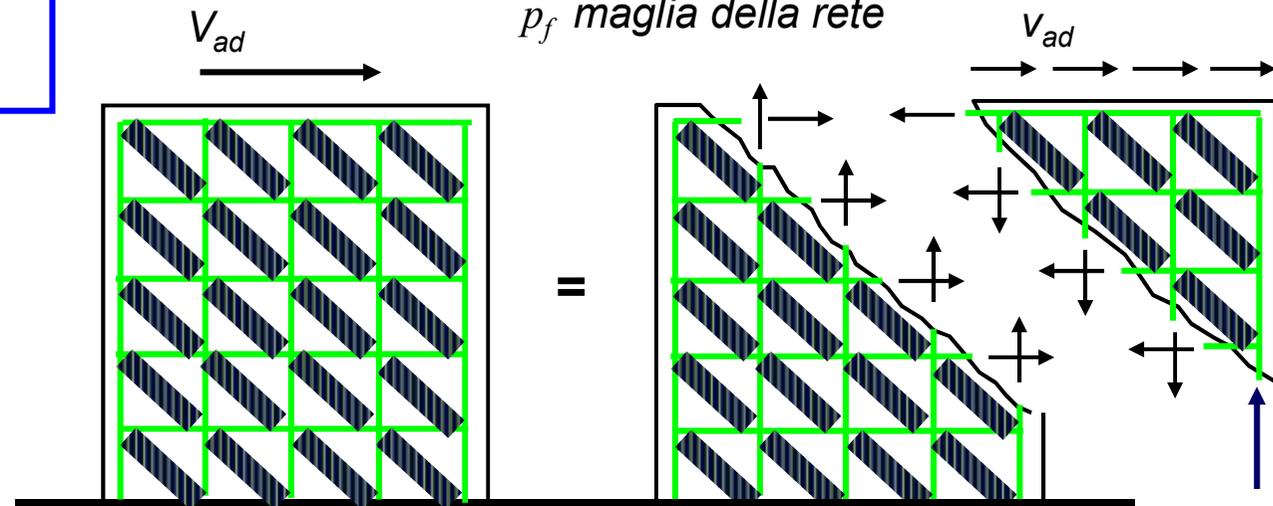
σ'_{vm} tensione media zona compressa

x posizione dell'asse neutro

d altezza utile della sezione ($\sim 0.8 l$)

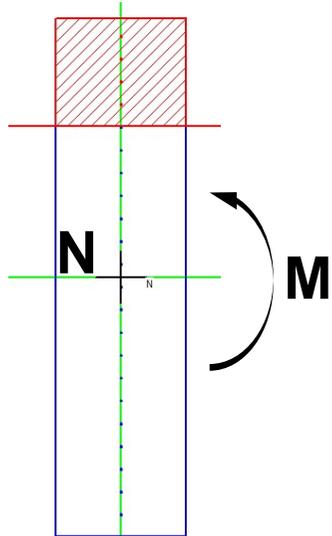
A_{fw} sezione trasversale filo rete

p_f maglia della rete



RINFORZO CON RETE IN GFRP

Pressoflessione nel piano

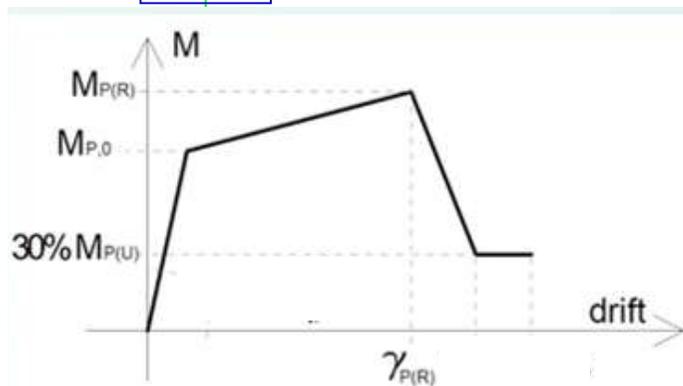


Comportamento elasto-plastico con incrudimento

In analogia con le sezioni in c.a., il momento di snervamento può essere valutato come

$$M_{P,0} = -N(x_I - x_{II}) \cdot \frac{1}{1 - \frac{EI_{II}}{EI_I}}$$

x_I , EI_I e x_{II} , EI_{II} asse neutro e rigidezza della sezione interamente reagente (I) o fessurata (II), in condizioni di flessione semplice



Il momento ultimo può essere valutato calcolando la resistenza della sezione parzializzata pressoinflessa, considerando:

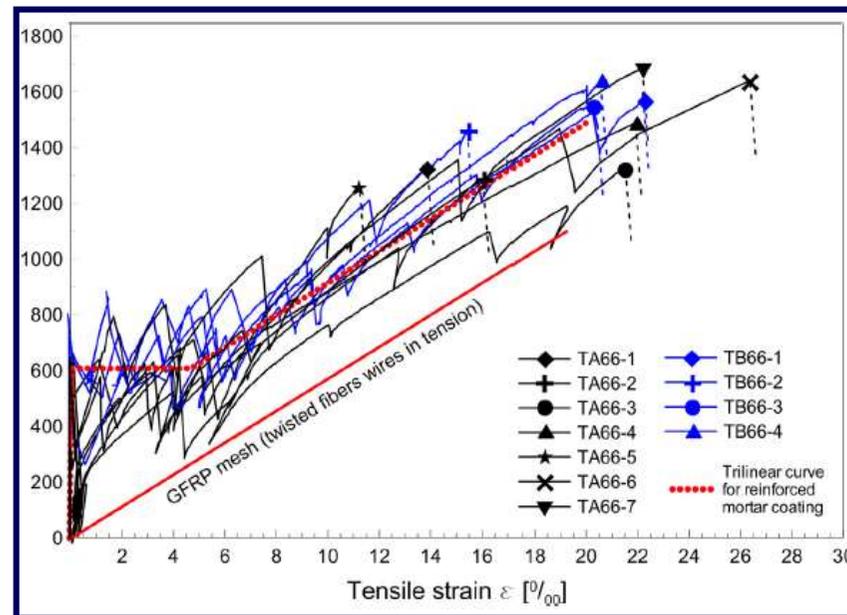
- **la resistenza a compressione della muratura;**
- **la resistenza a trazione dei fili di rete**

RINFORZO CON RETE IN GFRP

Pressoflessione nel piano

Lo spostamento ultimo dipende, in generale, dalle dimensioni del maschio e può essere valutato considerando la rotazione alla base del maschio dovuta alla deformazione a trazione dell'intonaco armato (trascurando lo schiacciamento della muratura al lembo compresso).

Il comportamento a trazione del rinforzo si può ricavare da prove sperimentali su lastre di intonaco armato

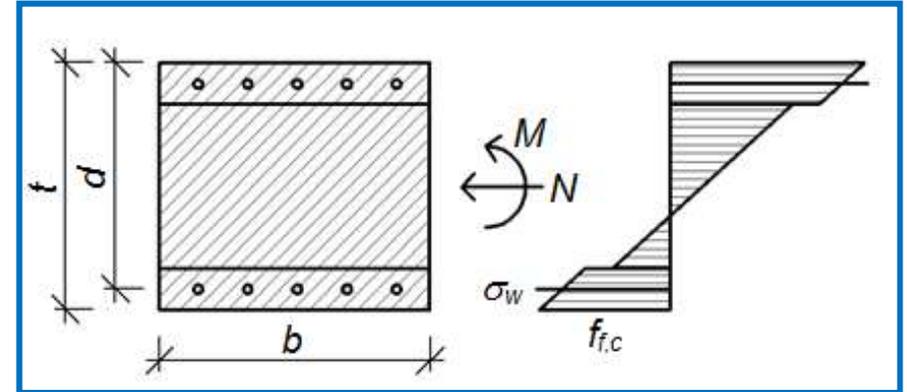


RINFORZO CON RETE IN GFRP

Pressoflessione fuori piano

Momento di cracking

$$M_{cr(R)} = \left(\frac{N}{A_{id}} + \frac{|f_{f,c}|}{\alpha_c} \right) \frac{J_{id}}{h/2}$$



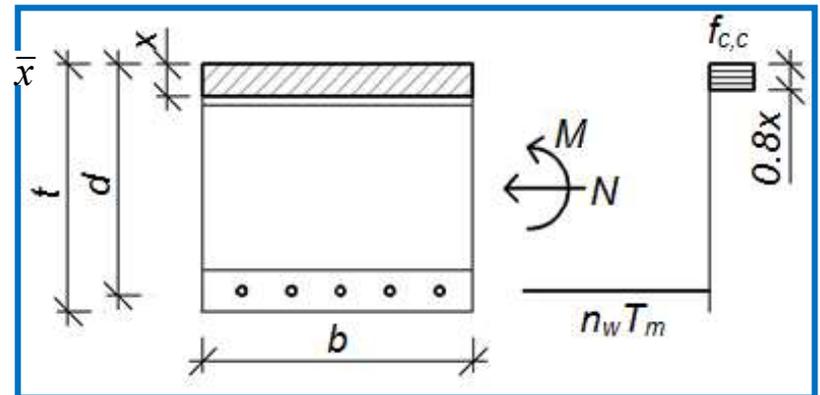
Momento ultimo

$$M_{u(R)} = \bar{x} b f_{c,c} \cdot \left(\frac{t}{2} - \frac{\bar{x}}{2} \right) + n_w T_m \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

$$\bar{x} = \frac{N_{tot} + n_w T_m}{b f_{c,c}}$$

$$\bar{x} = 0.8 x$$

$n_w T_m$ Numero fili rete per resistenza singolo filo



TECNICA DI RINFORZO CON RETI IN FIBRA SECCA

- *Consiste nell'utilizzo di reti/tessuti in fibra secca disposte sulla superficie delle pareti annegate in una rasatura di intonaco a base cementizia di spessore inferiore al cm. (sistema FRCM – Fiber Reinforced Cementitious Matrix)*
- *Garantisce buone prestazioni su murature a singolo paramento. Necessita della preventiva applicazione di diatoni artificiali per murature a più paramenti.*

- *Si utilizzano fibre diverse:*

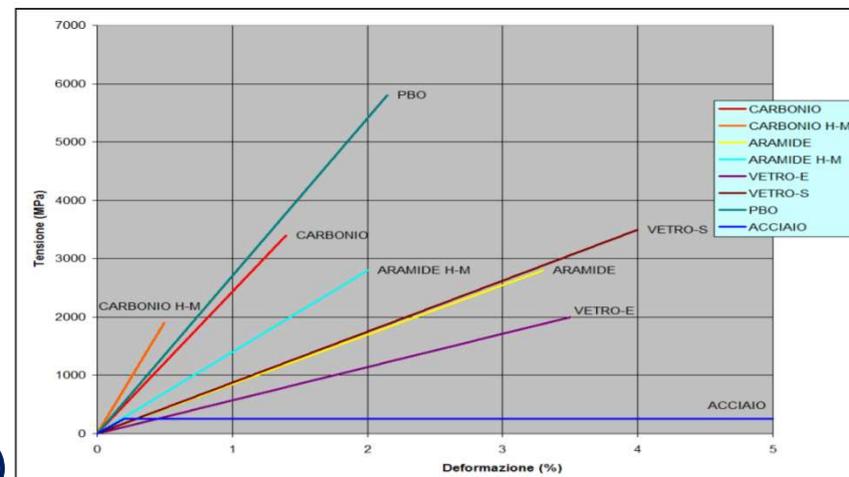
- **Carbonio**

- **Vetro**

- **Basalto**

- **PBO** (*poliparafenilenbenzobisoxazolo*)

- **Acciaio** (*fili di piccolo diametro unidirezionali*)



CONFRONTO FIBRE

FIBRE	RIGIDEZZA	RESISTENZA	COSTO	NOTE
VETRO	👎	👍	👍👍	*Bassa resistenza a fatica
ARAMIDICHE	👎	👍	👎	*Leggero; *Ottima resistenza a gli urti.
CARBONIO	👍	👍	👎	*Modulo elastico più alto
PBO	👍	👍👍	👎👎	*Leggero; *Ottima resistenza a gli urti.

MATERIALE	DENSITA' [g/cm ³]	MODULO ELASTICO [GPa]	RESISTENZA A TRAZIONE [MPa]	DEFORMAZIONE A ROTTURA [%]	ASSORBIMENTO UMIDITA' [%]
VETRO E	2.58	73	2000	3.5	0.5
VETRO S	2.58	86	3500	4.0	0.3
CARBONIO	1.78	240	3400	1.4	0.1
CARBONIO H-M (High-Module)	1.83	640	1900	0.5	0.1
ARAMIDE	1.44	80	2800	3.3	4.5
ARAMIDE H-M (High-Module)	1.45	125	2800	2.0	2.5
PBO	1.56	270	5800	2.15	0.6
ACCIAIO	7.85	200	300-600	25.0	-

APPLICAZIONI RINFORZO FRCM



Rinforzo muratura con rete in basalto



Cordolature di piano con tessuti in acciaio

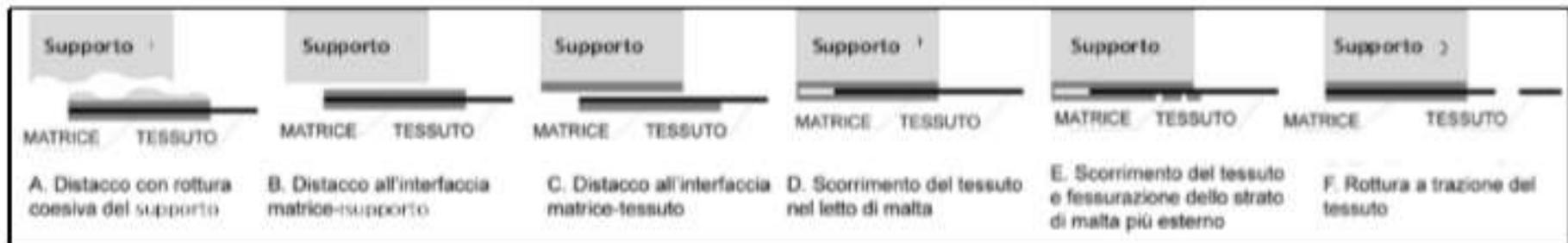


Cordolature di piano con tessuti in PBO

MECCANISMI DI COLLASSO

Per quantificare la resistenza devono essere considerati tutti i possibili meccanismi di crisi (CNR-DT 215/2018):

- A. il distacco con rottura coesiva del supporto del rinforzo;
- B. il distacco all'interfaccia matrice-supporto;
- C. il distacco all'interfaccia matrice-tessuto;
- D. lo scorrimento del tessuto nella matrice;
- E. lo scorrimento del tessuto e fessurazione dello strato di malta più esterno;
- F. la rottura a trazione del tessuto.



La caratterizzazione meccanica deve includere la prova di trazione del sistema FRCM e del tessuto secco e la prova di distacco dal supporto.

PROPRIETA' MECCANICHE FRCM

- a) tensione limite convenzionale, $\sigma_{lim,conv}$ (valore caratteristico), deformazione limite convenzionale, $\varepsilon_{lim,conv}$, come di seguito definite (entrambe le proprietà sono variabili in funzione del supporto);
- b) modulo di rigidezza a trazione del campione nello stadio non fessurato (E_1 , valore medio);
- c) tensione ultima σ_u (valore caratteristico) e deformazione ultima ε_u (valore medio) del composito FRCM a rottura per trazione;
- d) tensione ultima, $\sigma_{u,f}$ (valore caratteristico) del tessuto secco a rottura per trazione;
- e) modulo elastico E_f del tessuto secco (valore medio);
- f) deformazione ultima a trazione, $\varepsilon_{u,f}$, del tessuto secco ($\varepsilon_{u,f} = \sigma_{u,f} / E_f$);
- g) resistenza a compressione della matrice/malta, $f_{c,mst}$, caratteristica o nominale (quest'ultima assunta come caratteristica).

La tensione limite convenzionale $\sigma_{lim,conv}$ è la resistenza del sistema di rinforzo ricavata mediante prove di distacco da supporti convenzionali.

La deformazione limite convenzionale è pari a $\varepsilon_{lim,conv} = \frac{\sigma_{lim,conv}}{E_t}$

RESISTENZA A TAGLIO MURATURA RINFORZATA

La resistenza a taglio della parete rinforzata è data da:

$$V_{t,R} = V_t + V_{t,f}$$

Resistenza rinforzo

$$\alpha_t = 0.8$$

$$\varepsilon_{fd} = \eta \cdot \frac{\varepsilon_{\text{lim,conv}}}{\gamma_m}$$

Resistenza muratura non rinforzata

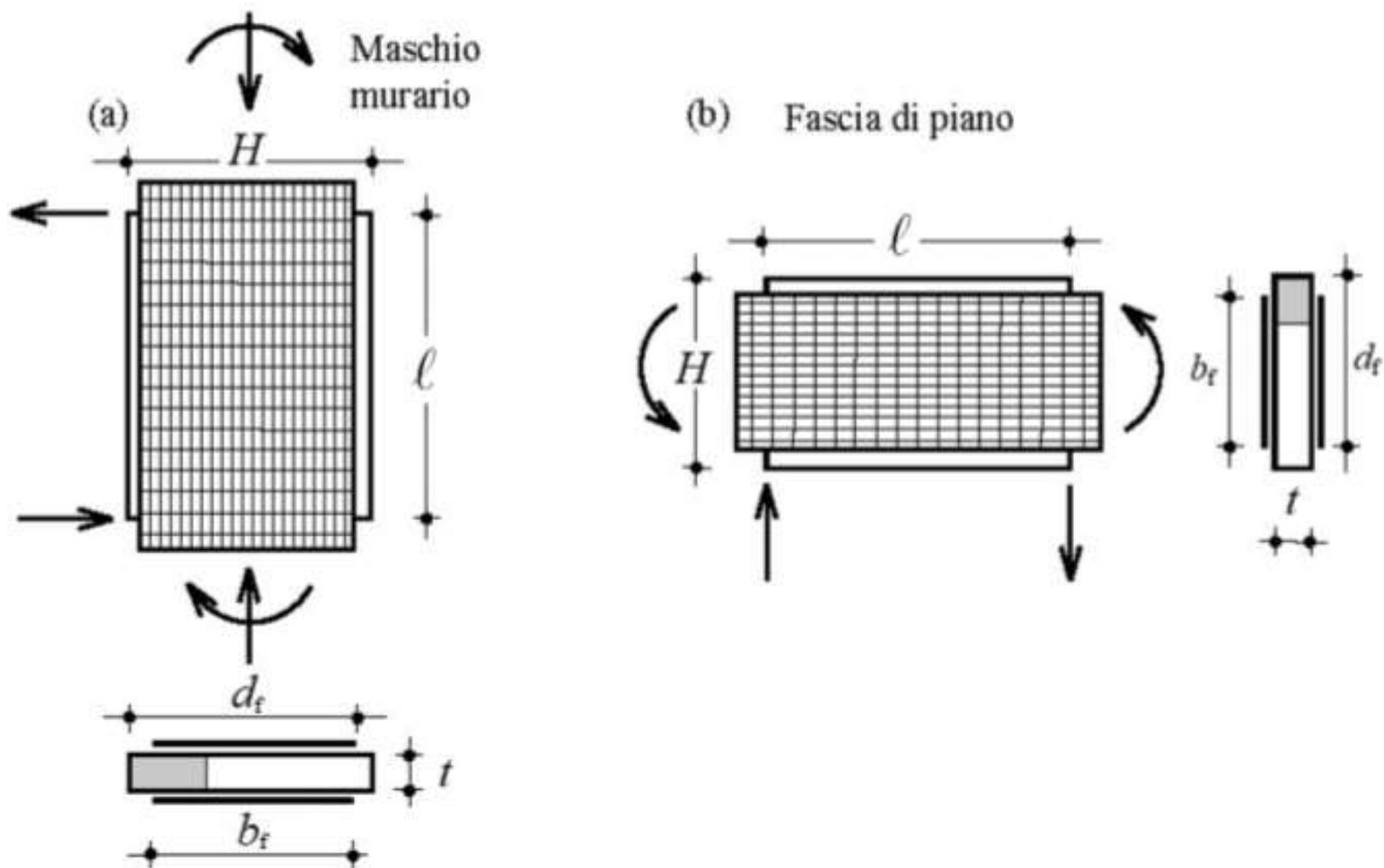
$$V_{t,f} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot b_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f$$

$$V_{t,c} = 0.25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d_f$$

Schiacciamento diag. muratura

- n_f è il numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;
- t_{vf} è lo spessore equivalente di uno strato di rete con fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio;
- b_f è la dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio
- t è lo spessore della parete;
- f_{md} è la resistenza a compressione di progetto della muratura;
- d_f è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio)

MURATURA RINFORZATA CON FRCM



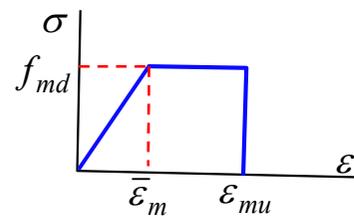
RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE

Il momento resistente $M_{Rd}(N_{sd})$ della parete rinforzata associato ad un assegnato sforzo normale N_{sd} di compressione può essere calcolato assumendo le seguenti ipotesi:

- conservazione della planarità delle sezioni rette;
- perfetta aderenza tra rinforzo FRCM e supporto.

Il legame costitutivo $\sigma-\varepsilon$ della muratura per stati tensionali monoassiali può essere schematizzato come segue:

- trazione: resistenza nulla;
- compressione: comportamento lineare fino alla resistenza di progetto, f_{md} , cui compete il valore $\bar{\varepsilon}_m$ della deformazione; tensione nulla per deformazioni maggiori a quella ultima, ε_{mu} ; tensione costante, pari a f_{md} , per deformazioni comprese nell'intervallo $\bar{\varepsilon}_m \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$.



RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE

In assenza di dati sperimentali la deformazione ultima di progetto, ε_{mu} , può essere assunta pari a 3.5‰.

Il legame costitutivo $\sigma-\varepsilon$ del rinforzo per tensioni di trazione è elastico lineare fino alla deformazione limite ε_{fd} ottenuta dalla 3.1 a partire dalla deformazione convenzionale $\varepsilon_{lim,conv}^{(a)}$ nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento intermedio ovvero a partire dalla deformazione convenzionale $\varepsilon_{lim,conv}$ nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento di estremità. Il modulo elastico del rinforzo è E_f come definito al paragrafo 2 (tessuto secco). Il rinforzo è privo di rigidità e di resistenza a compressione. Pertanto nel caso in cui l'asse neutro tagli la sezione del rinforzo, questa viene suddivisa dall'asse neutro stesso in due parti di cui una tesa ed una non reagente.

$$M_{sd} = M_{Rd}$$

COEFFICIENTI CORRETTIVI

In maniera semplificata, si può calcolare la capacità portante della muratura rinforzata moltiplicando i valori della muratura non rinforzata per i seguenti coefficienti correttivi.

Tipo di muratura	Rinforzi FRCCM disposti simmetricamente sulle due facce del pannello murario	$\bar{q}_{u,f}$ (N/mm)
Muratura di pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	44.60
Muratura a conci sbozzati con paramento di limitato spessore	1.5	44.60
Muratura di pietre a spacco con buona tessitura	2.4	32.20
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	2.0	44.60
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1.2	44.60
Muratura di mattoni pieni e malta di calce	1.7	24.50
Muratura di blocchi di calcestruzzo o di argilla espansa	1.3	44.60

Murature di spessore non superiore a 400 mm, rinforzi sulle due facce e con $\sigma_{u,f} \cdot t_f \geq \bar{q}_{u,f}$

RINFORZO CON NASTRI IN FRP

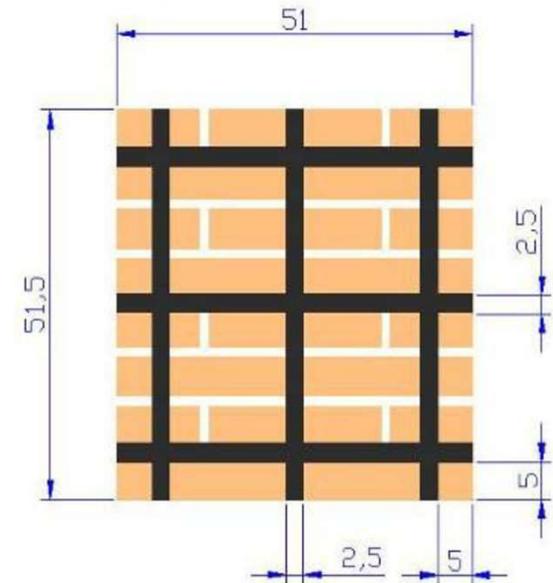
Nastri in FRP

Consiste nell'incollaggio mediante collanti epossidici o poliuretanici di nastri in FRP sulla superficie della muratura (*su entrambe le facce*). Si utilizzano fibre di carbonio, vetro o aramide.

Per applicare i nastri è necessario rimuovere tutte le parti in distacco sulla superficie della muratura, quindi regolarizzare la superficie con uno strato di malta a buona aderenza al supporto.

Principali limiti:

- perdita di aderenza - debonding (*necessari connettori meccanici*)
- assenza di confinamento trasversale (*necessari connettori passanti per murature a strati*)



RINFORZO CON NASTRI IN FRP



RINFORZO CON NASTRI IN FRP

- *Esempi di applicazione*



Fibre di vetro



Fibre di carbonio

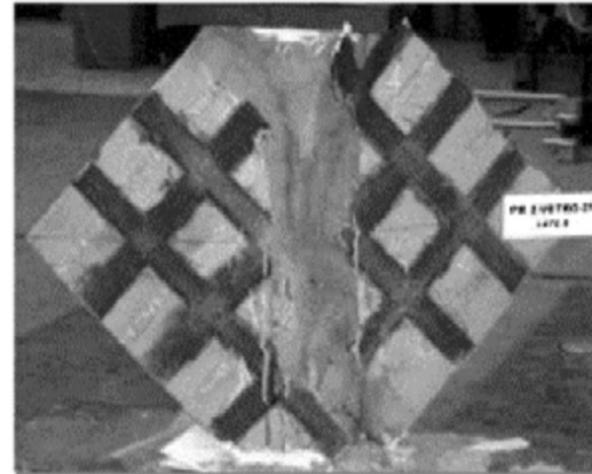
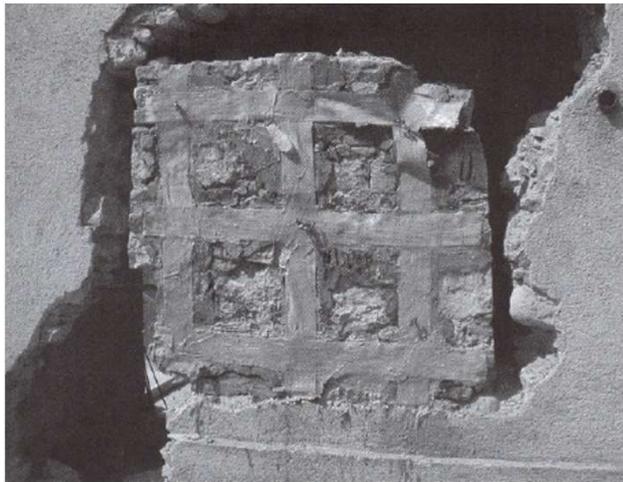


Fibre di aramide

RINFORZO CON NASTRI IN FRP

Sono state eseguite numerose prove di compressione diagonale che hanno evidenziato un considerevole aumento della resistenza a taglio per murature di caratteristiche scadenti ($f_{v0} = 0.04$ MPa), fino a tre volte tanto (Corradi, Borri, Vignoli 2008).

Prove eseguite su nuove murature di buona qualità ($f_{v0} = 0.80$ MPa) hanno mostrato incrementi di resistenza a taglio dal 50% al 70% (Valluzzi, Tinazzi, Modena 2002):



RINFORZO CON NASTRI IN FRP SU UNA SOLA FACCIA

Maria Rosa Valluzzi, Davide Tinazzi, Claudio Modena



9. Rottura di un pannello rinforzato diagonalmente su una faccia con CFRP.

carico di rottura inferiore a quello del pannello non rinforzato !

RINFORZO CON NASTRI IN FRP

Nastri in FRP - Debonding

Debonding è un aspetto cruciale di questa tecnica e richiede verifiche sperimentali.

Il distacco dipende dalla superficie della muratura, frequentemente parti di pietra o mattone si staccano con il nastro (rip-off failure).



RINFORZO CON NASTRI IN FRP

Nastri in FRP - Debonding

Alcune regole di progettazione e relazioni analitiche si trovano nelle CNR 200R1 2013. La resistenza al debonding è

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

E_f Modulo elastico FRP

t_f spessore del nastro

k_b, k_G coefficienti funzione tipo muratura

FC coefficiente di confidenza

f_{tm} resistenza a trazione blocchi muratura

f_{mk} resistenza a compressione blocchi muratura

f_{bd} massima tensione tangenziale di aderenza

Energia di frattura specifica

$$\Gamma_F = \frac{k_b k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{mk} \cdot f_{tm}}$$

Lunghezza di ancoraggio ottimale

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

$$f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{0.4}$$

RINFORZO CON NASTRI IN FRP

Nelle CNR 200R1/2013, la resistenza a taglio è

$$V_{Rdm} = x \cdot t \cdot f'_{vd}$$

(muratura)

$$V_{Rdf} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{0.6 \cdot d \cdot A_{fw} \cdot f_{fd}}{p_f}$$

(meccanismo
strut and tie)

$$V_{Rd} = V_{Rdm} + V_{Rdf}$$

$$f'_{vd} = \alpha f_{vo} + 0.4 \sigma'_v$$

$$0 \leq \alpha \leq 1$$

$$V_{Rdmax} = 0.3 \cdot d \cdot t \cdot f_{md}^h$$

Collasso a compressione
del puntone di muratura

f'_{vd} resistenza a scorr. sezione compressa

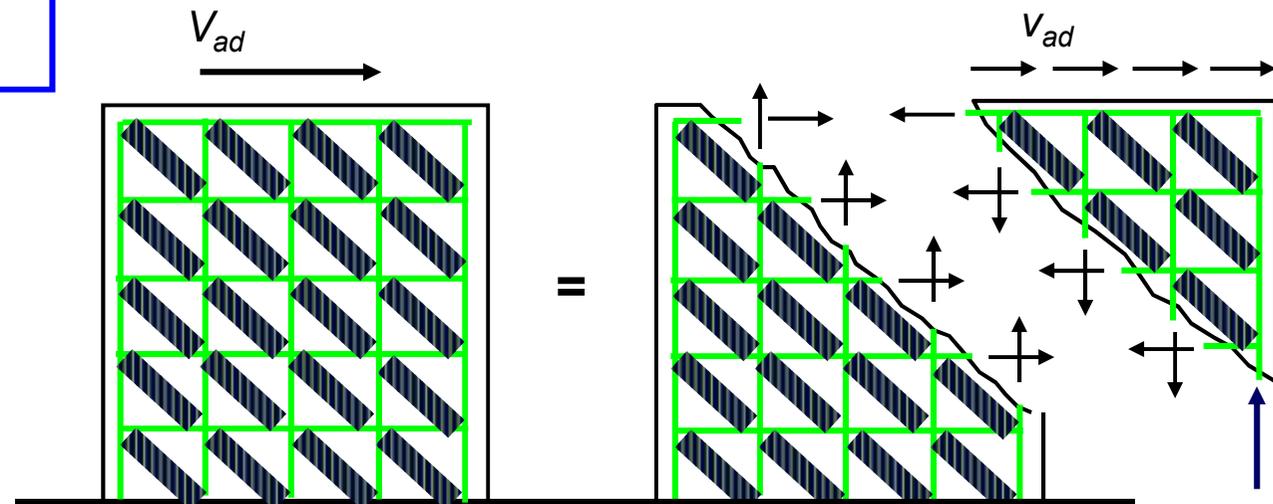
σ'_{vm} tensione media zona compressa

x posizione dell'asse neutro

d altezza utile della sezione ($\sim 0.8 l$)

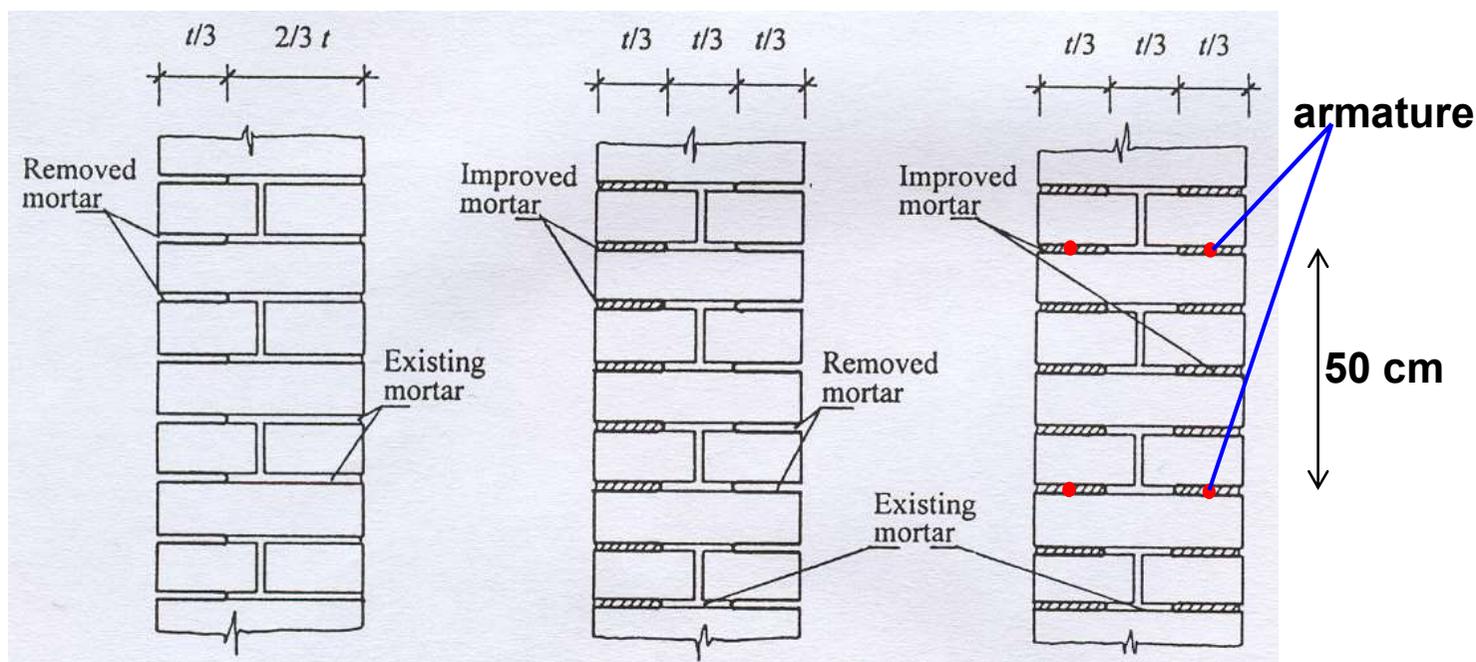
A_{fw} sezione trasversale nastro

p_f passo verticale dei nastri

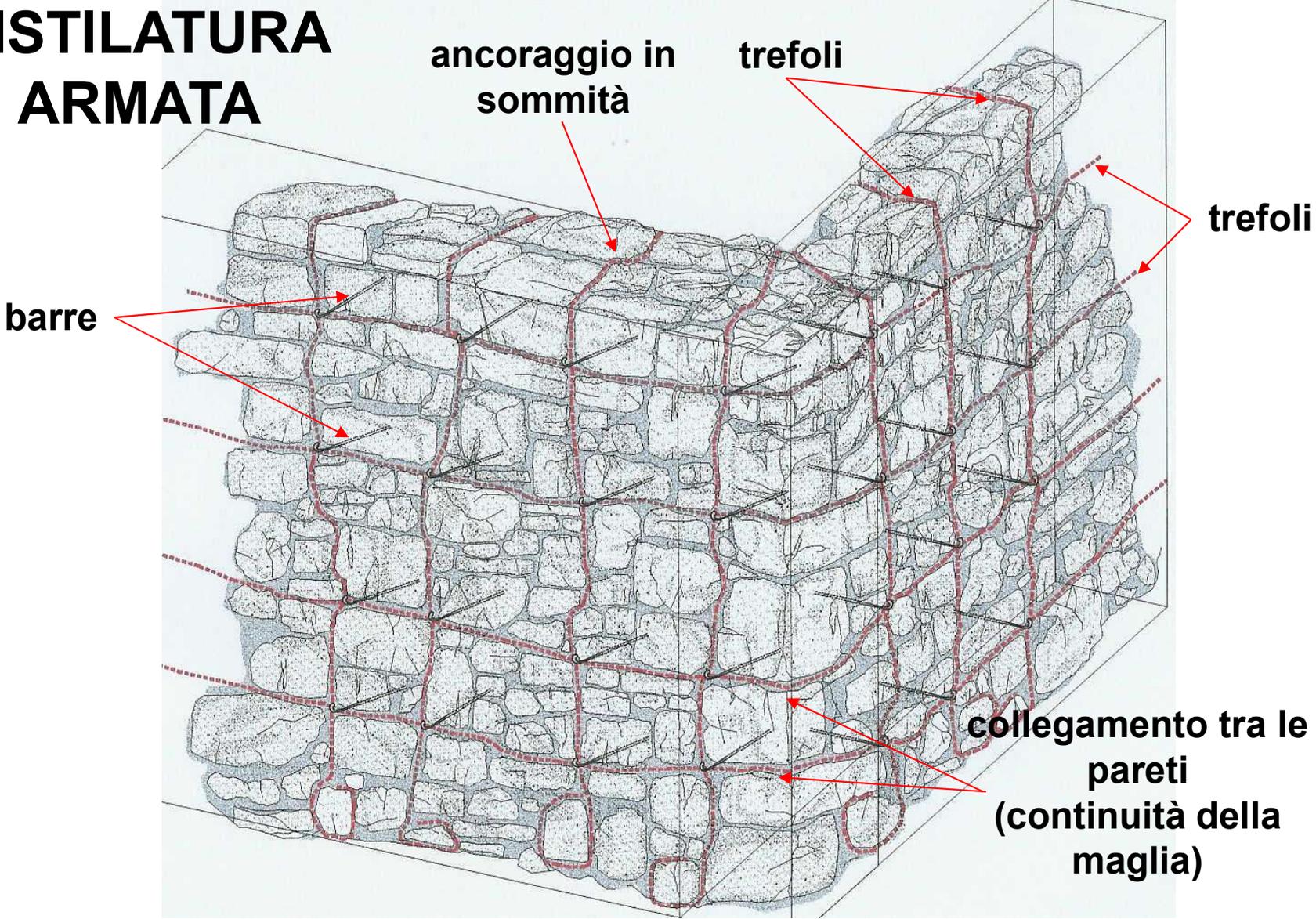


RISTILATURA E RISTILATURA ARMATA

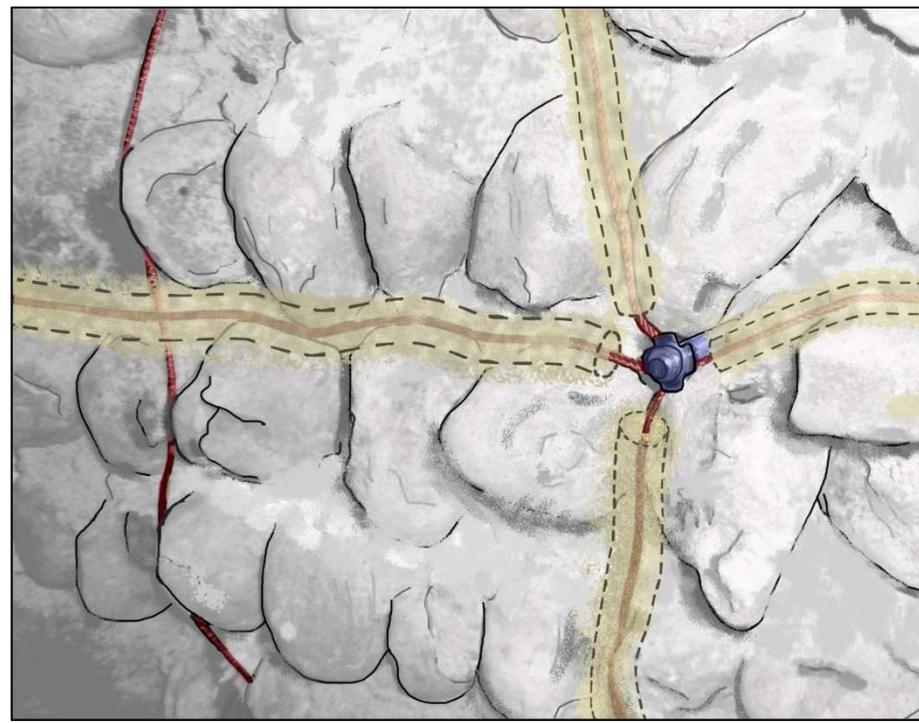
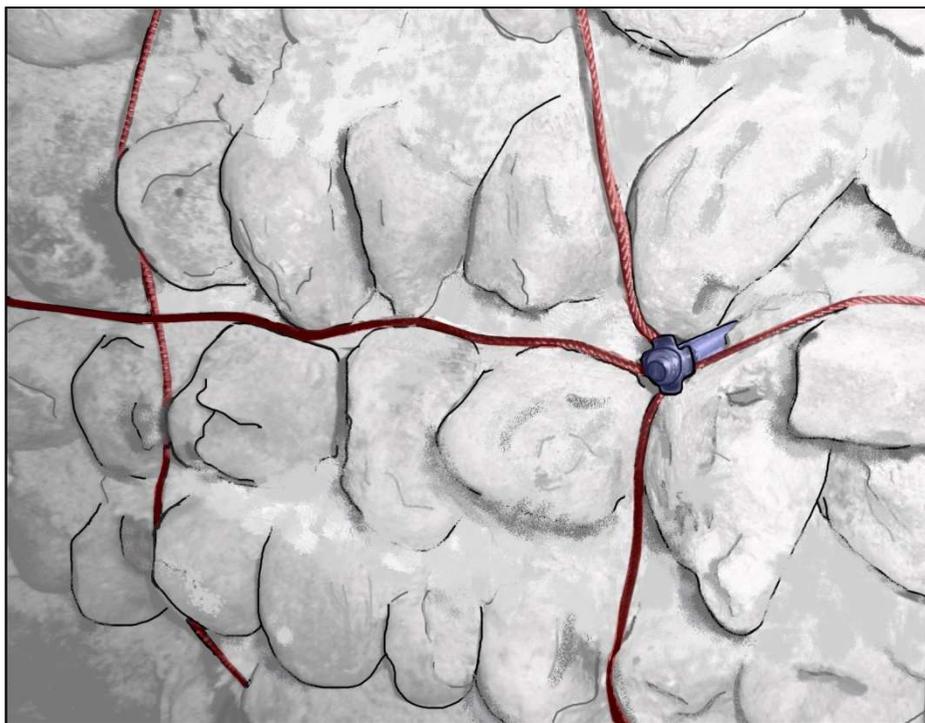
- Quando la muratura è formata con elementi laterizi o lapidei resistenti disposti a file regolari ma con malta scadente, è possibile aumentare la resistenza della muratura mediante sostituzione parziale dei giunti di malta
- Se i giunti hanno spessore superiore a 10 mm è possibile inserire negli stessi anche delle barre di armatura non metalliche FRP o trefoli in inox



RISTILATURA ARMATA

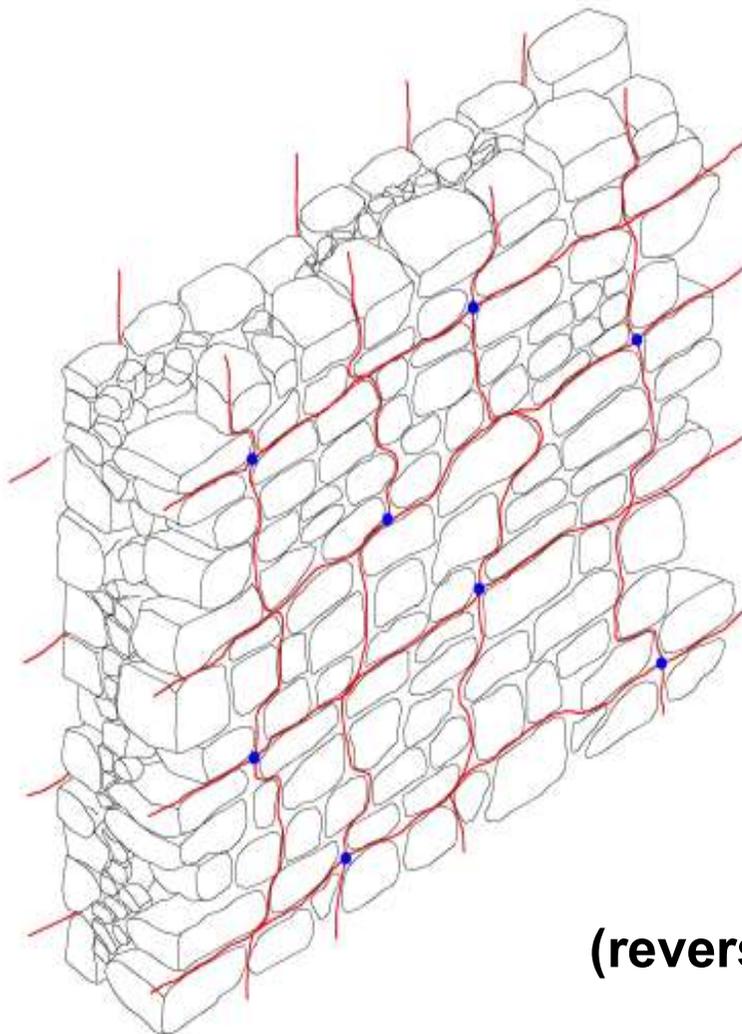


RISTILATURA ARMATA

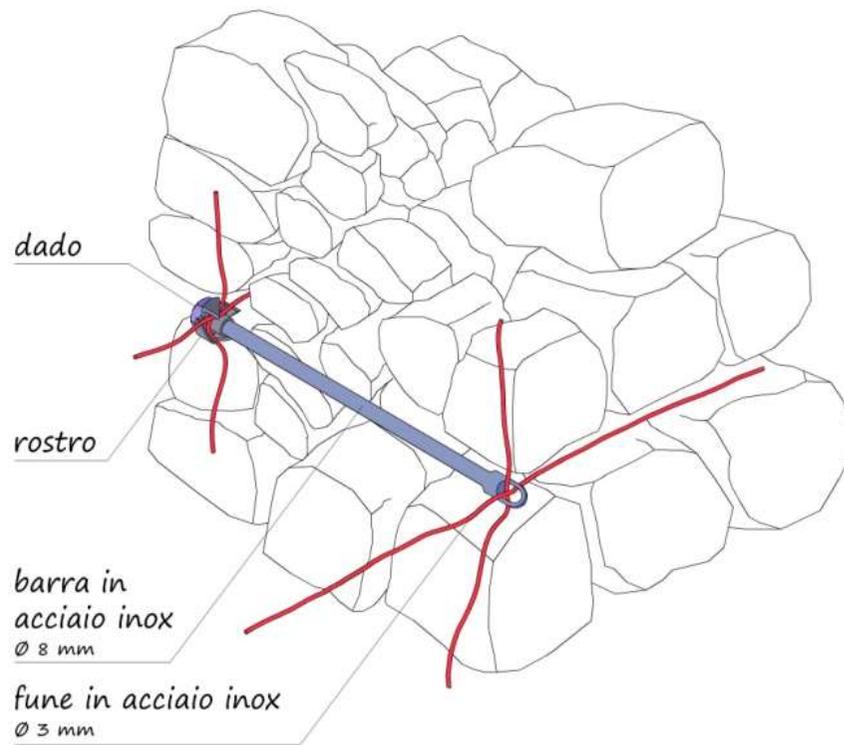


RETICOLA TWIN

per pietre di piccola pezzatura



(reversibilità)



**MURATURA
FACCIA A
VISTA SU
ENTRAMBI I
PARAMENTI**

RETICOLA TWIN



RESISTENZE E RIGIDENZE

- **Si possono adottare i coefficienti indicati in tabella (Circ. C.S.LL.PP. 7/2019) applicabili sia ai parametri di resistenza (f , τ_o , f_{vo}) sia ai moduli elastici (E e G) in misura ridotta del 50%.**
- **I valori di tabella vanno comunque considerati un riferimento in assenza di più specifiche valutazioni sui valori da adottare per il caso in esame.**
- **Test sperimentali sull'efficacia della tecnica devono essere presi in considerazione.**

COEFFICIENTI CORRETTIVI MURATURE

Tabella C8.5.II -Coefficients correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

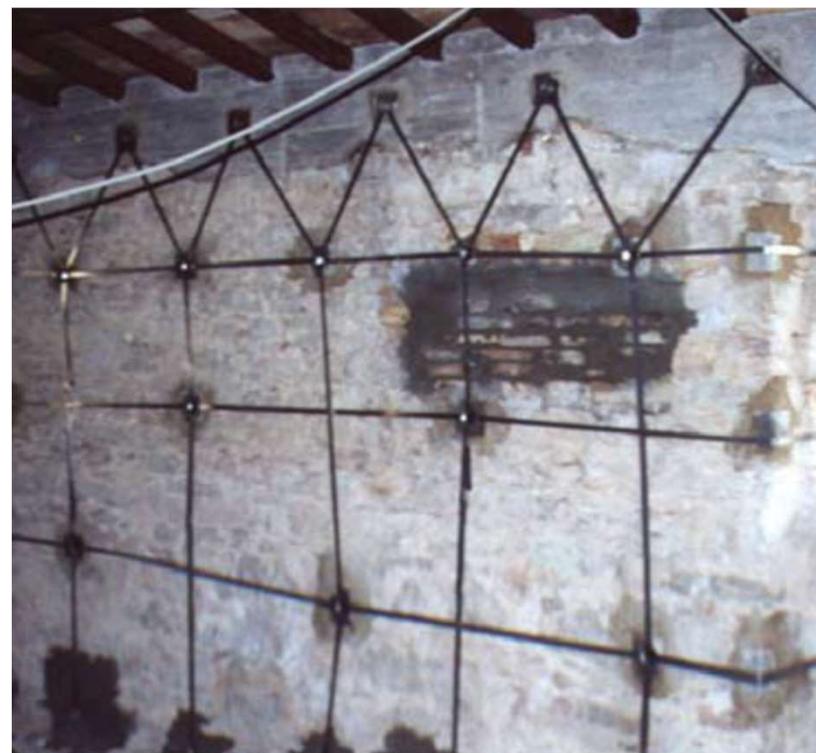
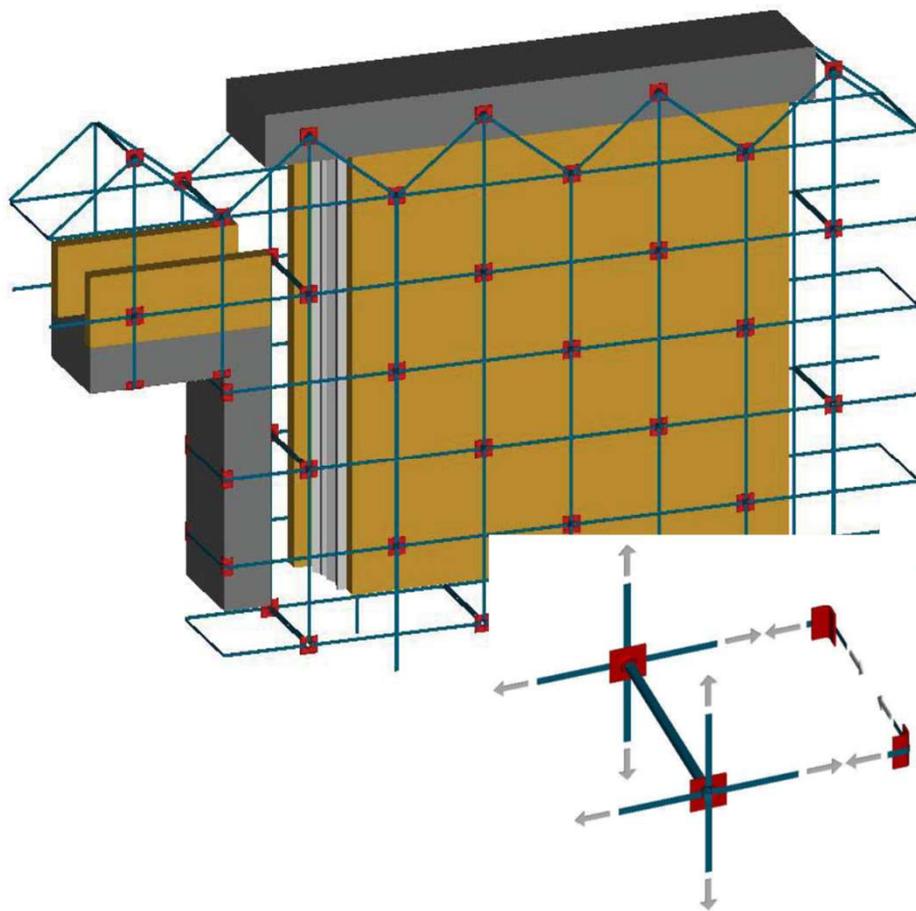
(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

RINFORZO CON SISTEMA CAM

- *Consiste nell'utilizzo di nastri di acciaio che producono delle cuciture attive trasversali e longitudinali nelle pareti in muratura.*



RINFORZO CON SISTEMA CAM

- *Consiste nell'utilizzo di nastri di acciaio che producono delle cuciture attive trasversali e longitudinali nelle pareti in muratura.*



0.3g



1.0g

RINFORZO CON SISTEMA CAM



RESISTENZE E RIGIDENZE

- **Si possono adottare i coefficienti indicati in tabella (Circ. C.S.LL.PP. 7/2019) applicabili ai parametri di resistenza (f , τ_o , f_{vo}) per la presenza di connessione trasversale.**
- **Possono essere messi in conto anche contributi aggiuntivi nella flessione fuori-piano.**
- **Si può far riferimento a meccanismi resistenti a puntone-tirante, da valutarsi di volta in volta.**
- **Test sperimentali sull'efficacia della tecnica costituiscono un utile riferimento.**

COLLEGAMENTO RINFORZI

Le varie tecniche di rinforzo applicabili alla muratura applicati in superficie (intonaco armato, ristilatura armata, nastri di fibre, ecc.) richiedono:

- **Collegamento efficace con la fondazione**
- **Collegamento di ripresa attraverso i solai**
- **Chiusura in corrispondenza delle aperture o estremità parete**
- **Chiusura in sommità alle pareti**
- **Continuità rinforzo angoli parete**

COLLEGAMENTO RINFORZI

Chiusura sommitale e chiusura estremità parete



COLLEGAMENTO RINFORZI

Continuità rinforzo angoli parete



COLLEGAMENTO RINFORZI

Collegamento efficace con la fondazione e riprese attraverso i solai

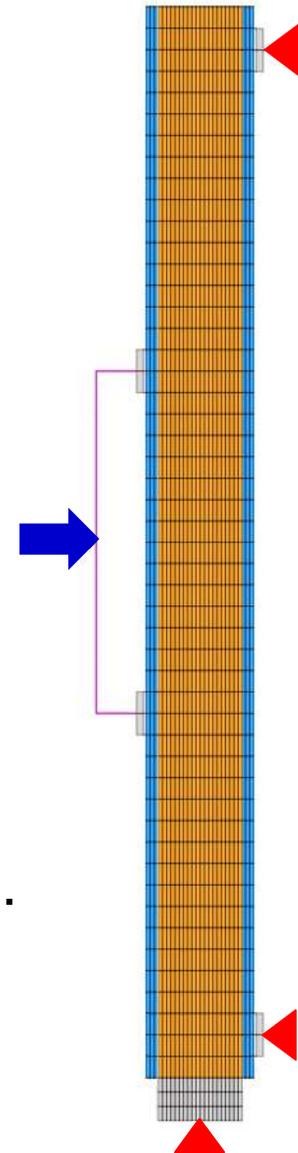


**SIMULAZIONI NUMERICHE DI PARETI
RINFORZATE SOLLECITATE FUORI PIANO**

SIMULAZIONI NUMERICHE

Caratteristiche del modello:

- Modello **2D** FEM;
- **Muratura e intonaco: elementi piani** a 4 nodi
- Fili verticali di **rete e connettori**: elementi **monodimensionali** resistenti solo a trazione (truss).
- **Vincoli**: vincoli puntuali alla traslazione orizzontale in corrispondenza dei traversi di contrasto superiore ed inferiore e alla traslazione verticale alla base (*si è tenuto conto dell'attrito orizzontale alla base*).
- **Analisi non-lineare statica a controllo di spostamento** (inflexione). Si è tenuto conto del peso proprio della parete.

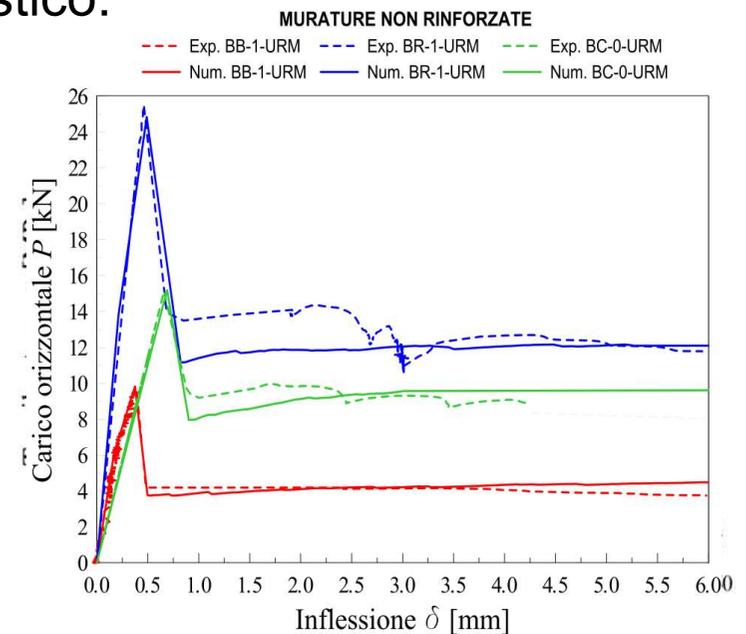


SIMULAZIONI NUMERICHE

Caratteristiche dei materiali:

- Materiali omogenei e isotropi;
- Acciaio: comportamento elastico, $E = 210000 \text{ MPa}$, $\nu=0.3$
- Muratura: $\nu=0.25$
 - modello a fessurazione diffusa (*Smear crack*)
 - criterio di resistenza *Total strain crack*
 - resistenza a compressione e modulo elastico: prove sperimentali di compressione, comportamento elasto-plastico
 - resistenza e comportamento a trazione: prove sperimentali di flessione su campioni non rinforzati

	w	E	$f_{c,m}$	$f_{t,m}$
Mattoni	18 kN/m ³	5060 MPa	9.3 MPa	0.29MPa
Pietra	21 kN/m ³	2610 MPa	4.9 MPa	0.33MPa
Ciottoli	19 kN/m ³	1570 MPa	1.3 MPa	0.22MPa



SIMULAZIONI NUMERICHE

Caratteristiche dei materiali:

- Rete GFRP: comportamento fragile calibrato sulla base di prove sperimentali su fili di rete;
- Intonaco: $\nu=0.20$ - modello a fessurazione diffusa (*Smear crack*),
 - criterio di resistenza *Total strain crack*
 - resistenze e modulo elastico: prove sperimentali su cilindri di malta
 - criterio di rottura a trazione test di trazione (*effetto tension stiffening*)

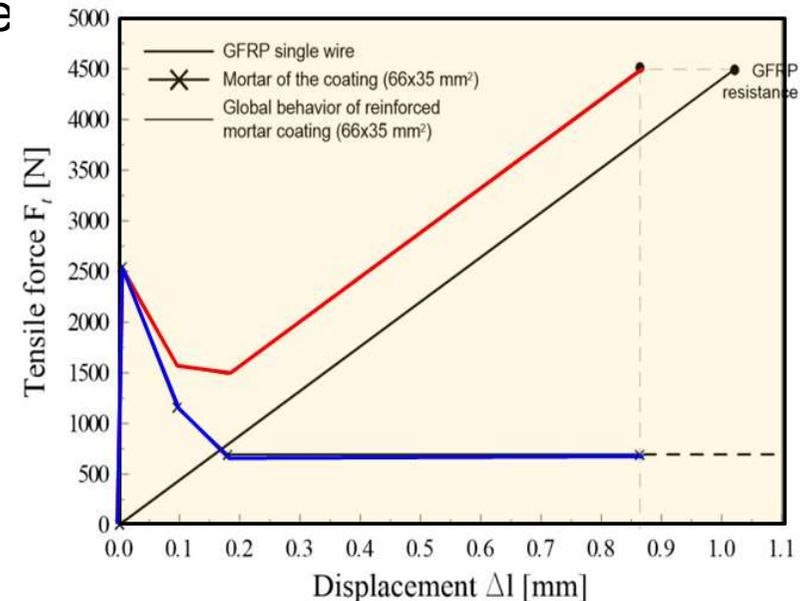


$$w = 20\text{kN/m}^3$$

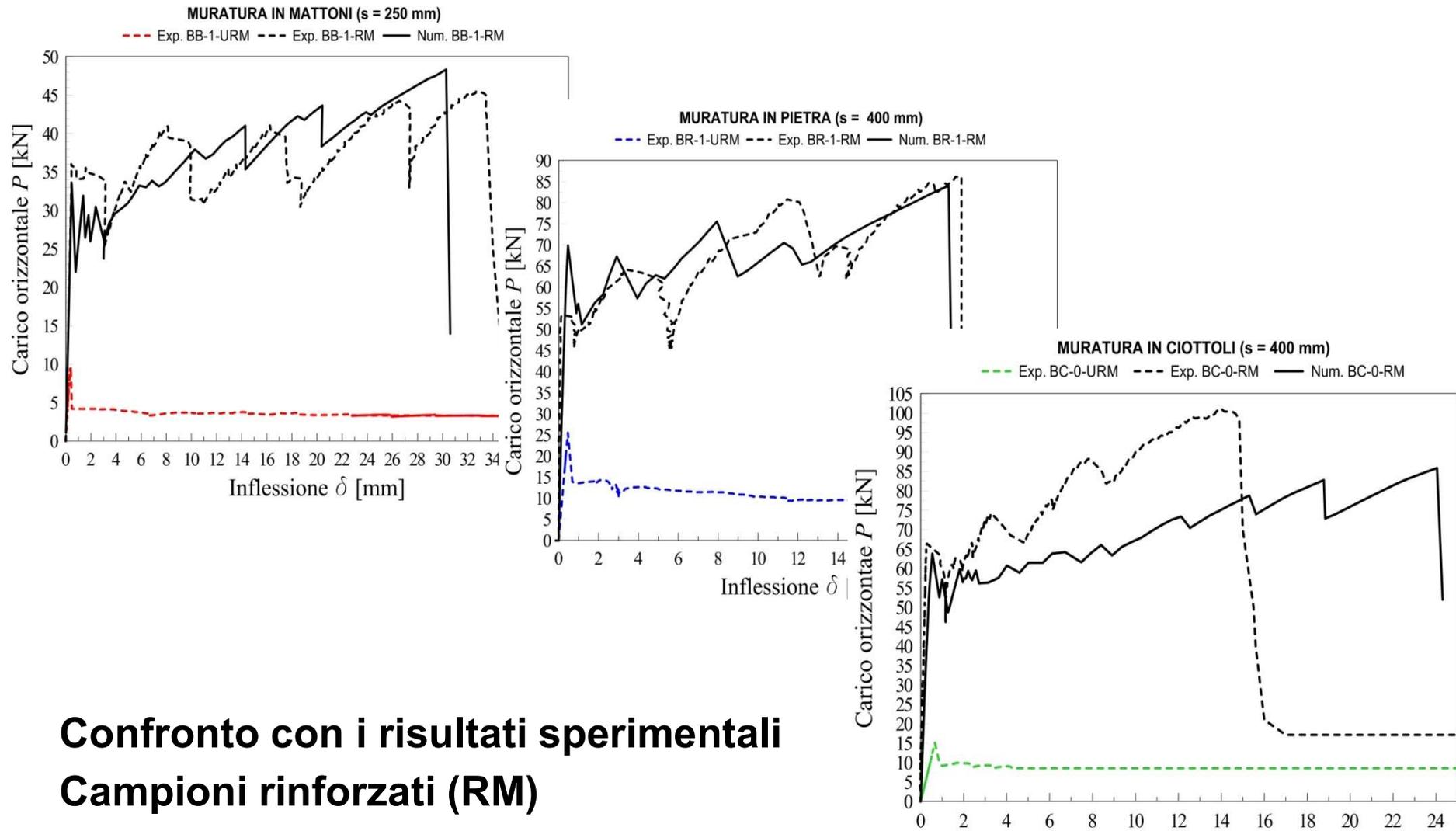
$$E = 14430\text{ MPa}$$

$$f_{c,c} = 6.3\text{ MPa}$$

$$f_{t,c} = 1.1\text{ MPa}$$



SIMULAZIONI NUMERICHE



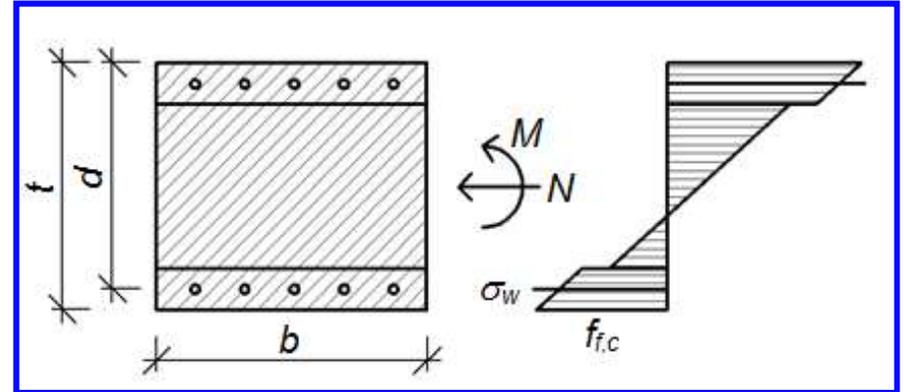
**Confronto con i risultati sperimentali
Campioni rinforzati (RM)**

FORMULE PER IL DIMENSIONAMENTO

Pressoflessione fuori piano

Momento di cracking

$$M_{cr(R)} = \left(\frac{N}{A_{id}} + \frac{|f_{f,c}|}{\alpha_c} \right) \frac{J_{id}}{h/2}$$



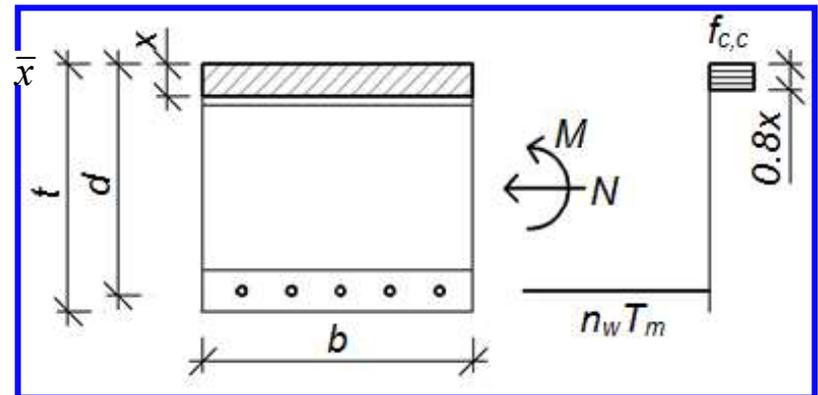
Momento ultimo

$$M_{u(R)} = \bar{x} b f_{c,c} \cdot \left(\frac{t}{2} - \frac{\bar{x}}{2} \right) + n_w T_m \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

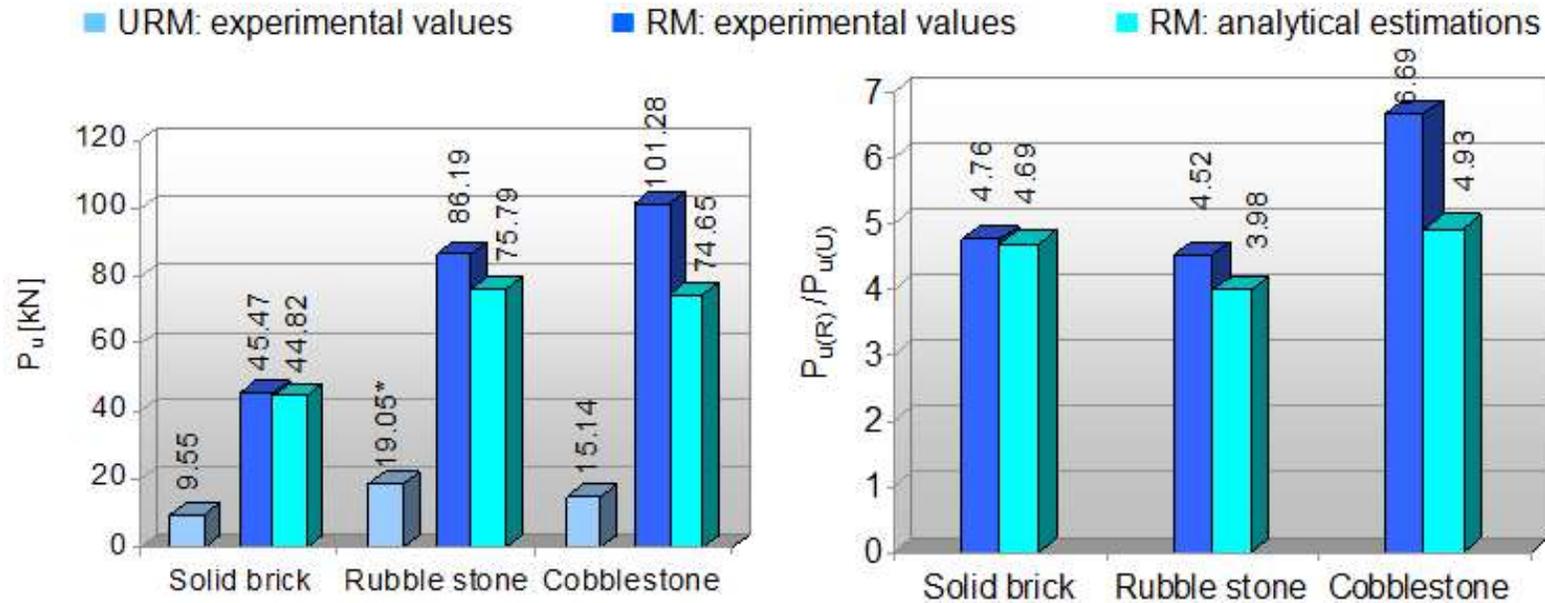
$$\bar{x} = \frac{N_{tot} + n_w T_m}{b f_{c,c}}$$

$$\bar{x} = 0.8 x$$

$n_w T_m$ Numero fili rete per resistenza singolo filo



CONFRONTO CON RISULTATI SPERIMENTALI



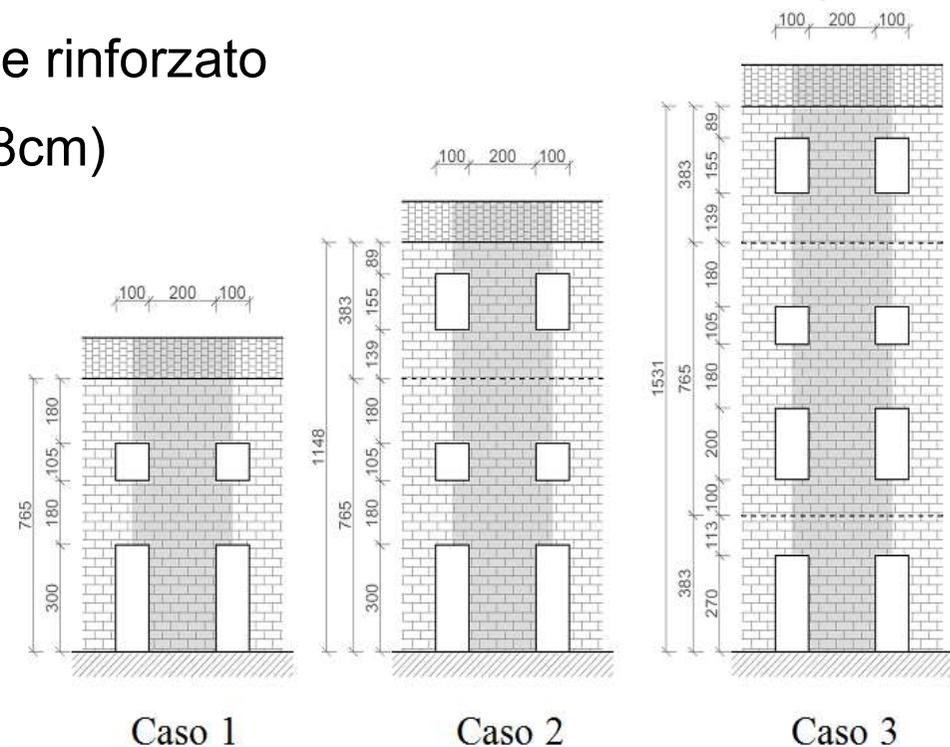
Sample ID	Onset of cracking			GFRP mesh collapse			Residual resistance		
	$P_{cr,sper}$ [kN]	$P_{cr,calc}$ [kN]	$\Delta_{err}(P_{cr})$ [%]	$P_{u,sper}$ [kN]	$P_{u,calc}$ [kN]	$\Delta_{err}(P_u)$ [%]	$P_{res,sper}$ [kN·m]	$P_{res,calc}$ [kN·m]	$\Delta_{err}(P_{res})$ [%]
BB-1-RM	36.00	38.09	+5.81	45.47	44.82	-1.43	3.45	3.13	-9.19
BR-1-RM	53.08	55.98	+5.46	86.19	75.79	-12.07	11.08	7.64	-31.06
BC-0-RM	66.42	53.00	-20.21	101.28	74.65	-26.30	17.15	7.02	-59.08

STUDIO DI CASI REALI – Parete lunga

Caratteristiche delle pareti:

- 3 configurazioni (Caso 1, 2 e 3)
- Valutazione del contributo di compressione verticale dato dai pesi propri e dagli orizzontamenti (solai di piano 7.2 kN/m², copertura 4.8 kN/m²)
- Confronto tra caso non rinforzato e rinforzato
- Tipologie murarie: **mattoni** (sp. 38cm) e **pietra** (sp.40cm)

Tipologia muraria	E_m [MPa]	$f_{c,m}$ [MPa]	$f_{t,m}$ [MPa]
Mattoni pieni	1800	1.8	0.12
Pietra	1035	0.75	0.09

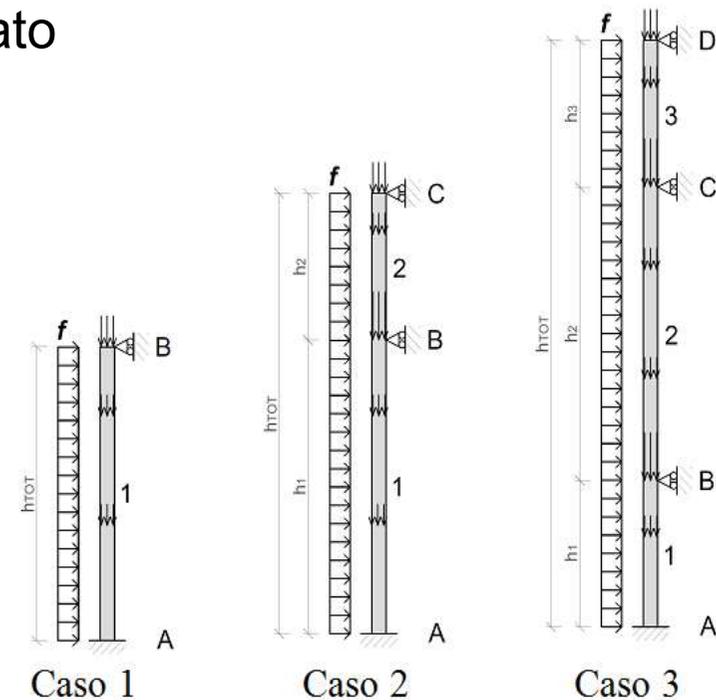


STUDIO DI CASI REALI – Parete lunga

Caratteristiche delle pareti:

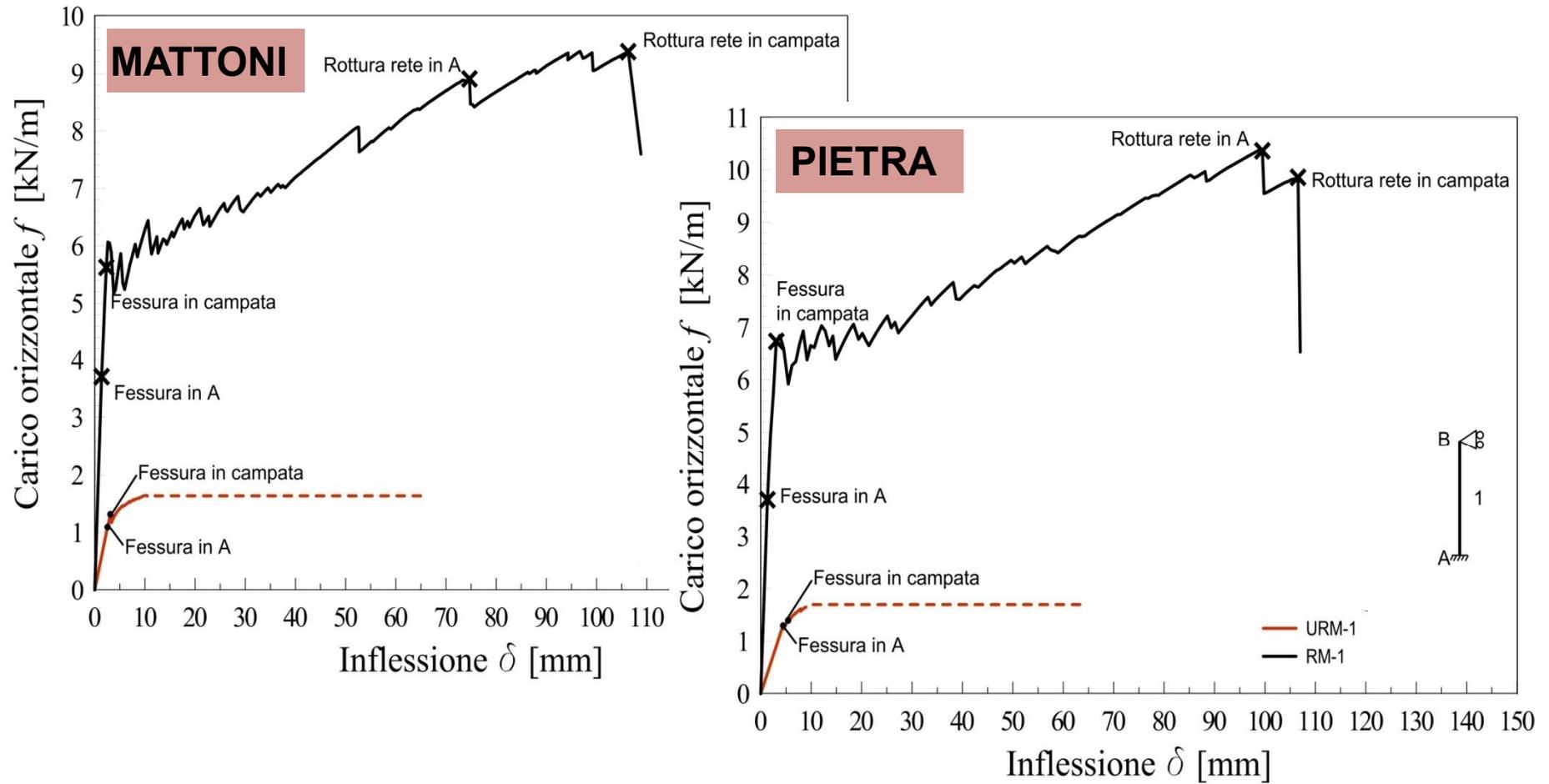
- 3 configurazioni (Caso 1, 2 e 3)
- Valutazione del contributo di compressione verticale dato dai pesi propri e dagli orizzontamenti (solai di piano 7.2 kN/m², copertura 4.8 kN/m²)
- Confronto tra caso non rinforzato e rinforzato
- Tipologie murarie: **mattoni** (sp. 38cm) e **pietra** (sp.40cm)

Tipologia muraria	E_m [MPa]	$f_{c,m}$ [MPa]	$f_{t,m}$ [MPa]
Mattoni pieni	1800	1.8	0.12
Pietra	1035	0.75	0.09



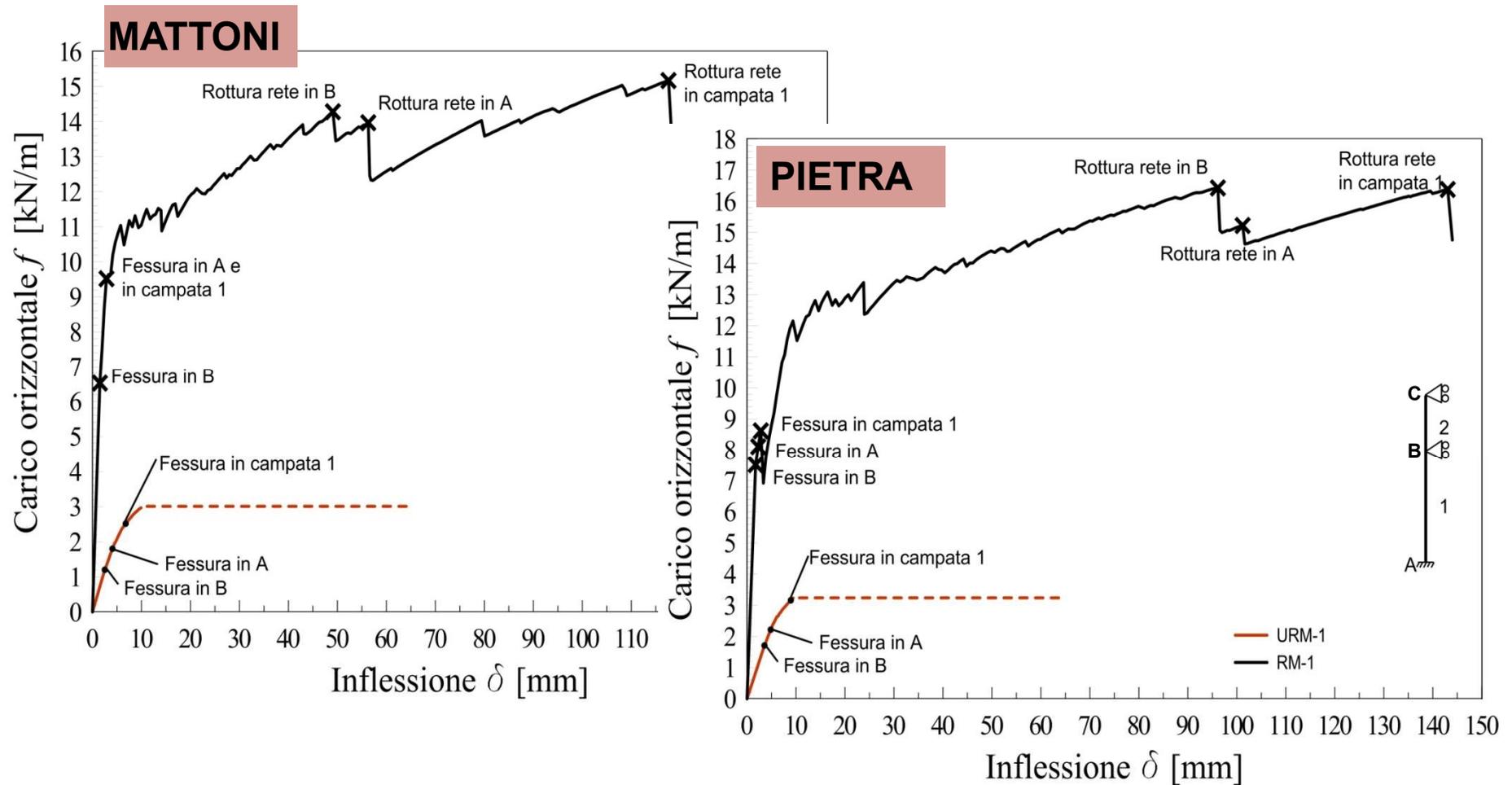
STUDIO DI CASI REALI – Parete lunga

Risultati numerici – Caso 1



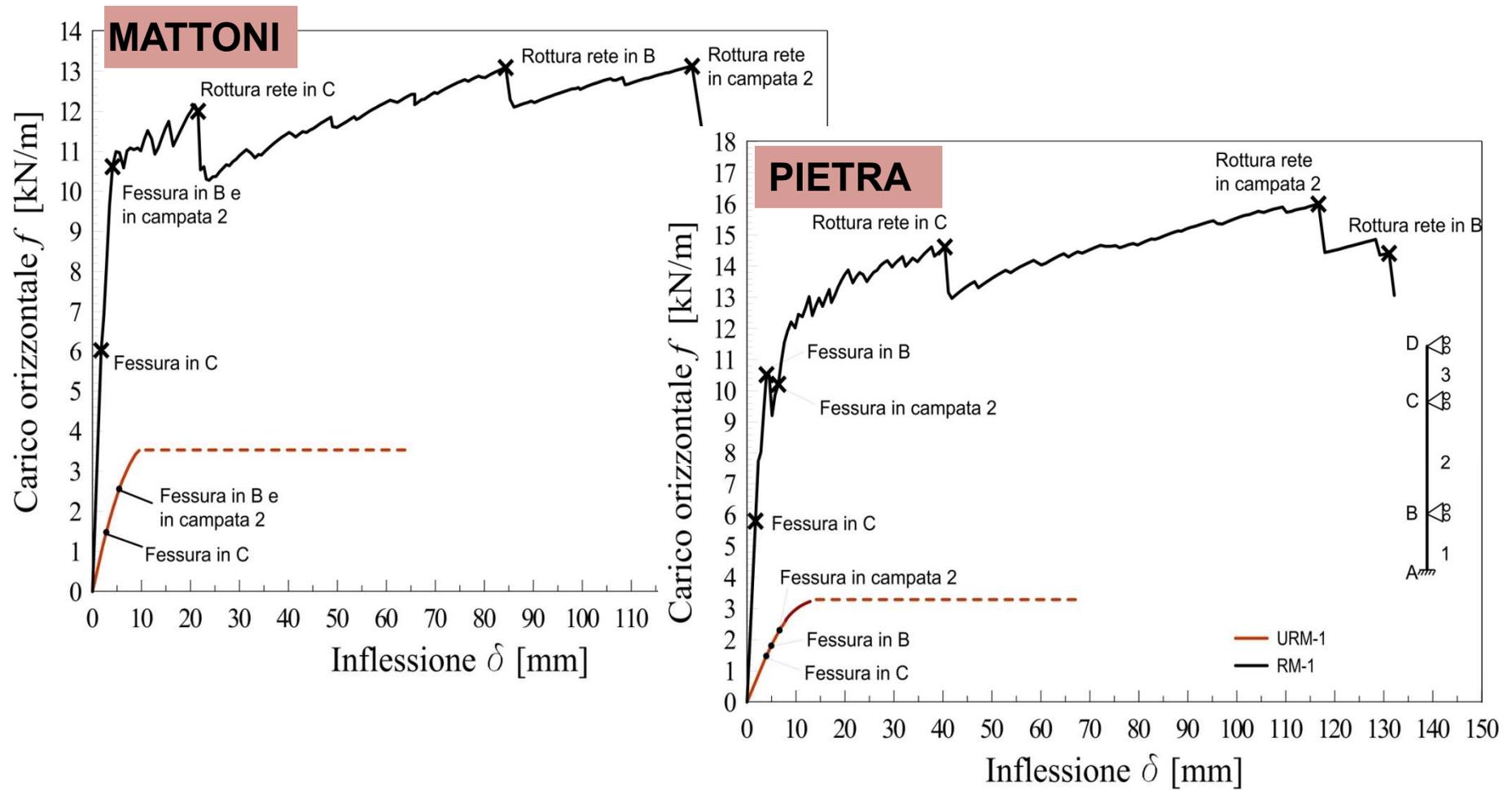
STUDIO DI CASI REALI – Parete lunga

Risultati numerici – Caso 2



STUDIO DI CASI REALI – Parete lunga

Risultati numerici – Caso 3

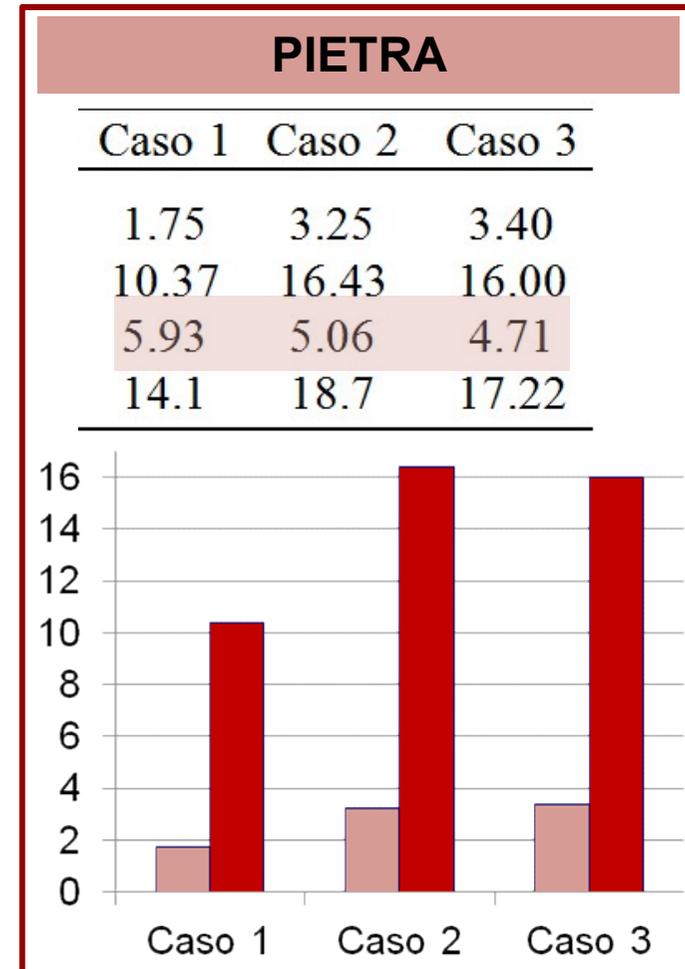
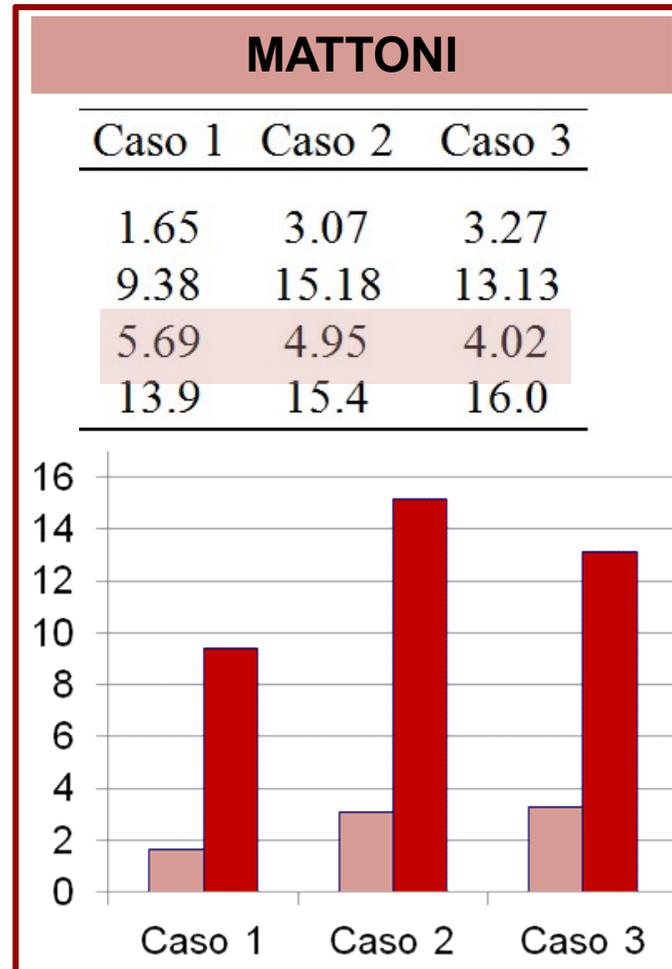


STUDIO DI CASI REALI – Parete lunga

Risultati numerici

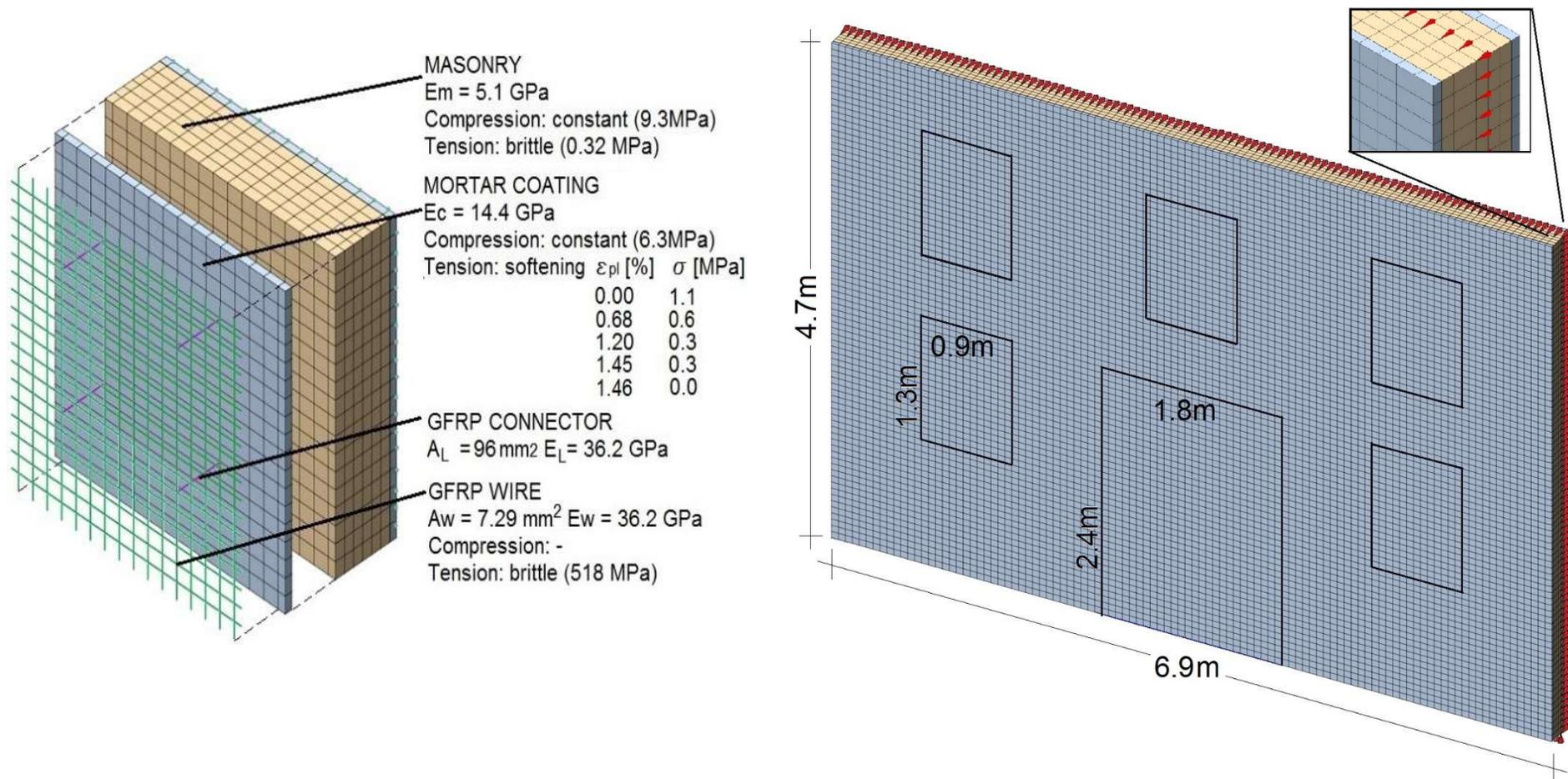
$f_{max(U)}$ [kN/m]
$f_{max(R)}$ [kN/m]
$f_{max(R)} / f_{max(U)}$
$\delta_{(R)}/h$ [‰]

■ URM
■ RM



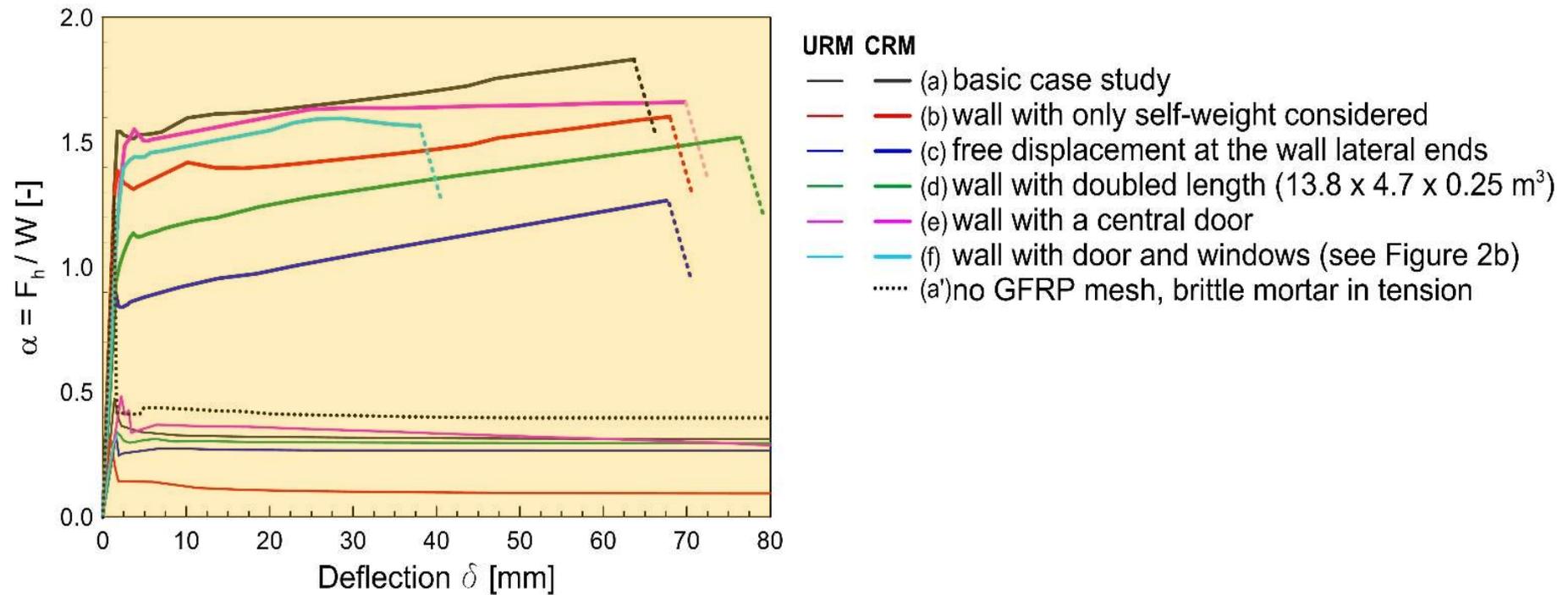
COMPORTAMENTO BIDIMENSIONALE

Modello numerico con elementi solidi



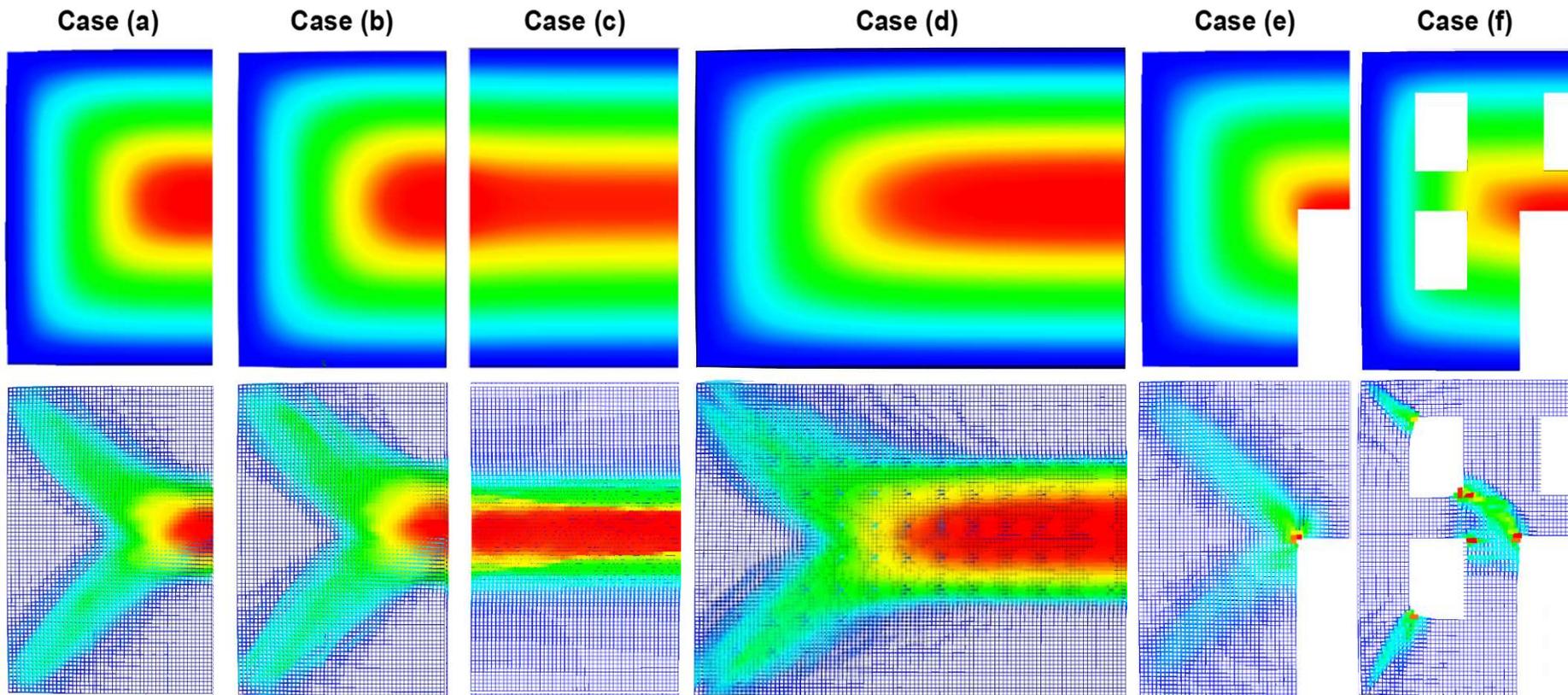
COMPORTAMENTO BIDIMENSIONALE

Risultati simulazione numerica – Curve di capacità



COMPORTAMENTO BIDIMENSIONALE

Risultati simulazione numerica – Spostamenti fuori piano e tensioni nella rete in composito.



COMPORTAMENTO BIDIMENSIONALE

Risultati simulazione numerica – Confronto resistenze URM e CRM

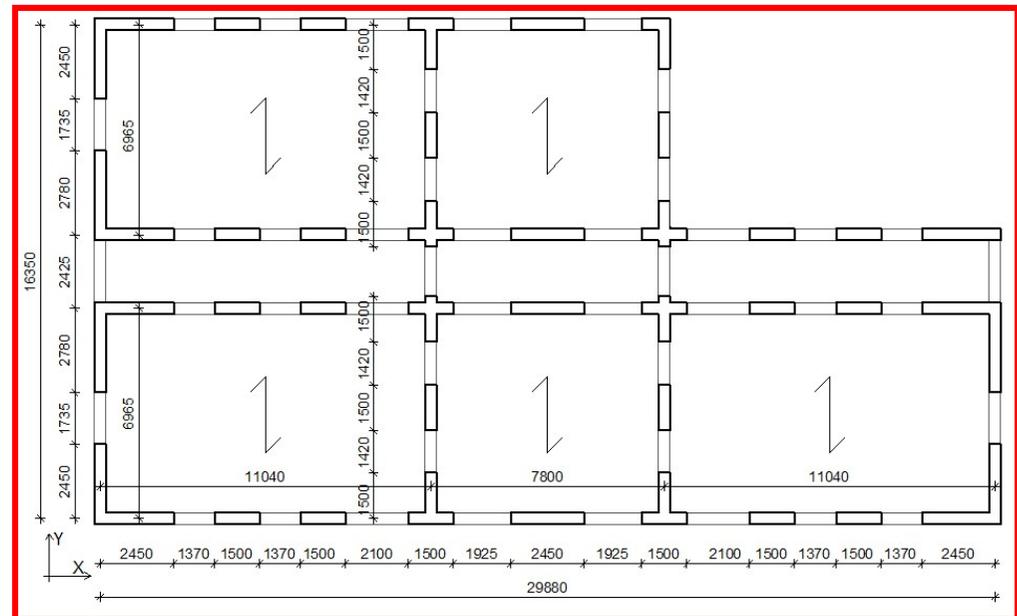
	Caso (a)	Caso (b)	Caso (c)	Caso (d)	Caso (e)	Caso (f)
$\alpha_{\max,URM}$	0.32	0.10	0.27	0.30	0.34	0.38
$\alpha_{\max,CRM}$	1.83	1.60	1.27	1.52	1.66	1.60
$\alpha_{CRM} / \alpha_{URM}$	5.72	16.0	4.70	5.07	4.88	4.21

VALUTAZIONE EFFICACIA RINFORZO SU EDIFICIO IN MURATURA

EDIFICIO DUE PIANI

- Spessore delle murature 38 cm (tre teste)
- Dimensioni principali in pianta 32x16 m²
- Solai tradizionali lignei (*travi unidirezionali e tavolato*) irrigiditi mediante incollaggio di nastri in carbonio ed efficacemente collegati alle murature perimetrali (*angolari metallici*)

↳ Sono già stati posti in opera gli interventi necessari a garantire una risposta globale della struttura al sisma (*no collassi locali*)



EDIFICIO DUE PIANI

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione	f_d	2.6	MPa
Resistenza a taglio	τ_{0d}	0.078	MPa
Modulo di elasticità	E	1200	MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	400	MPa
Peso specifico	W	18	kN/m ³

(cfr. con valori Tab.C8.5.1 Circolare n. 7 21.01.19,
assumendo LC3):

$\gamma_M = 1$ per l'analisi e la verifica globale

$E' = E/2 - G' = G/2$ (rigidezze fessurate)

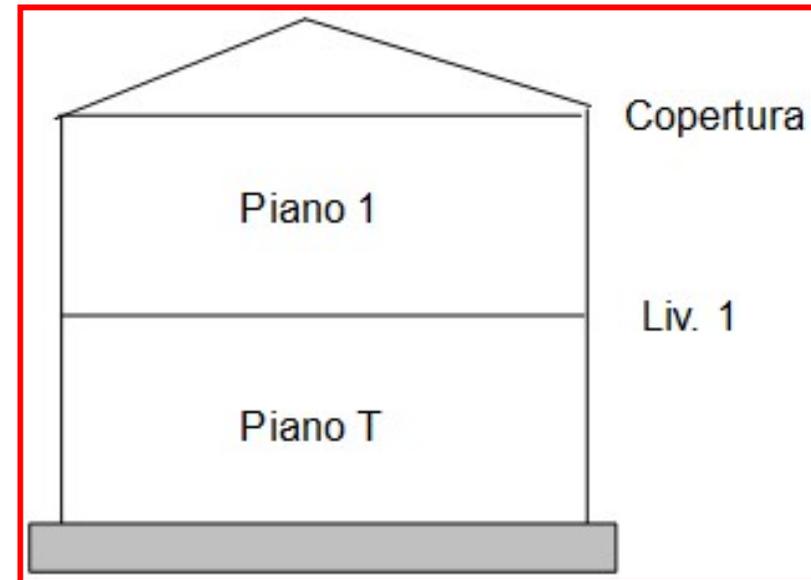
EDIFICIO DUE PIANI

Solaio di copertura

Permanenti 2.85 kN/m²
Neve 1.20 kN/m²
Comb.sismica $\psi_{2,1} = 0$

Solaio d'interpiano

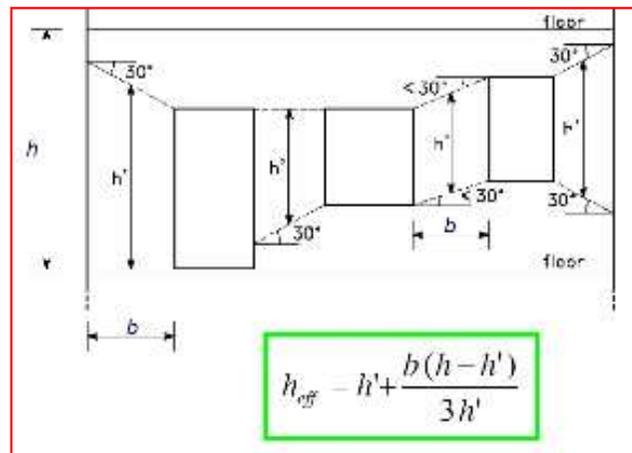
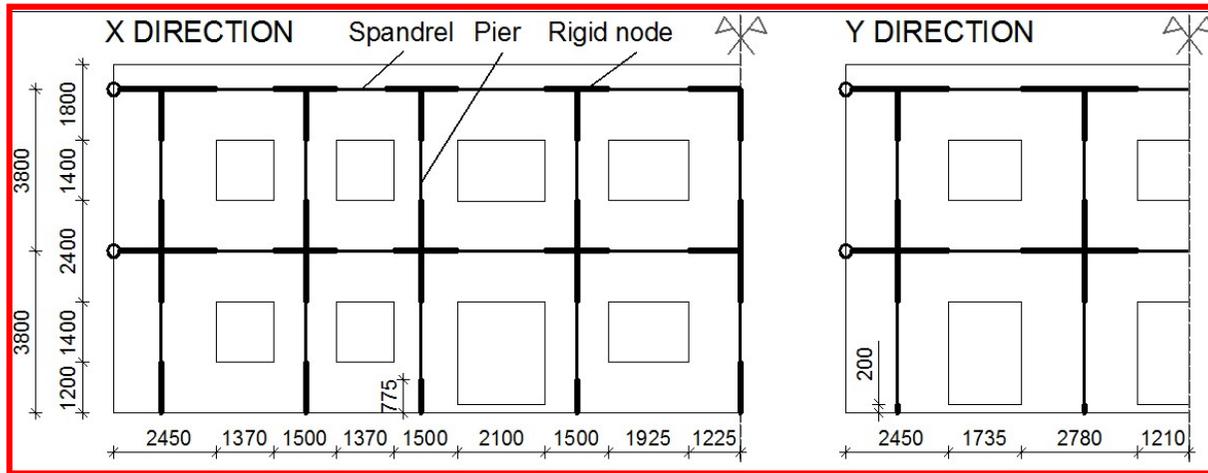
Permanenti 6.20 kN/m²
Accidentali 2.00 kN/m²
Comb.sismica $\psi_{2,1} = 0.3$



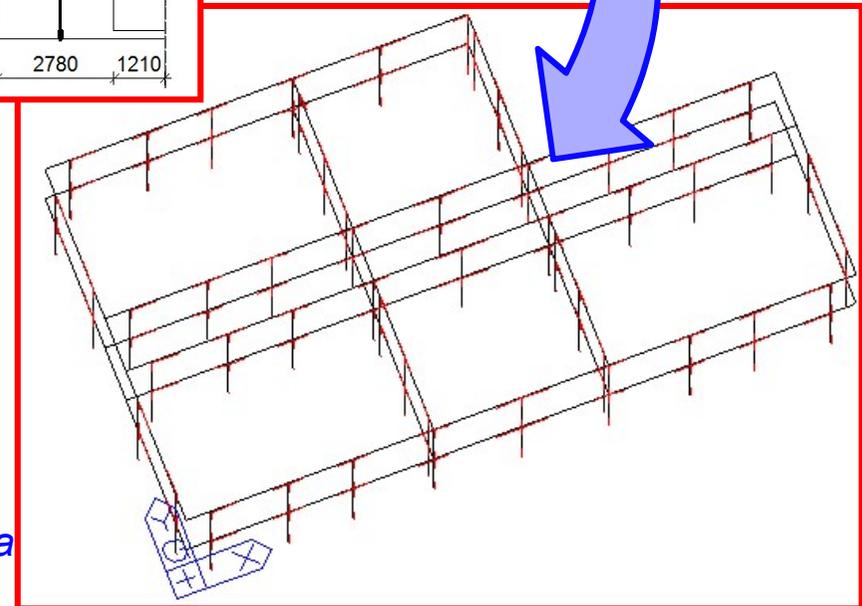
masse	Valore	Unità
Liv.1	628	t
Copertura	333	t

EDIFICIO DUE PIANI

Analisi non lineare statica: schematizzazione a “telaio equivalente”



Altezza efficace valutata con la regola di Dolce (1989)

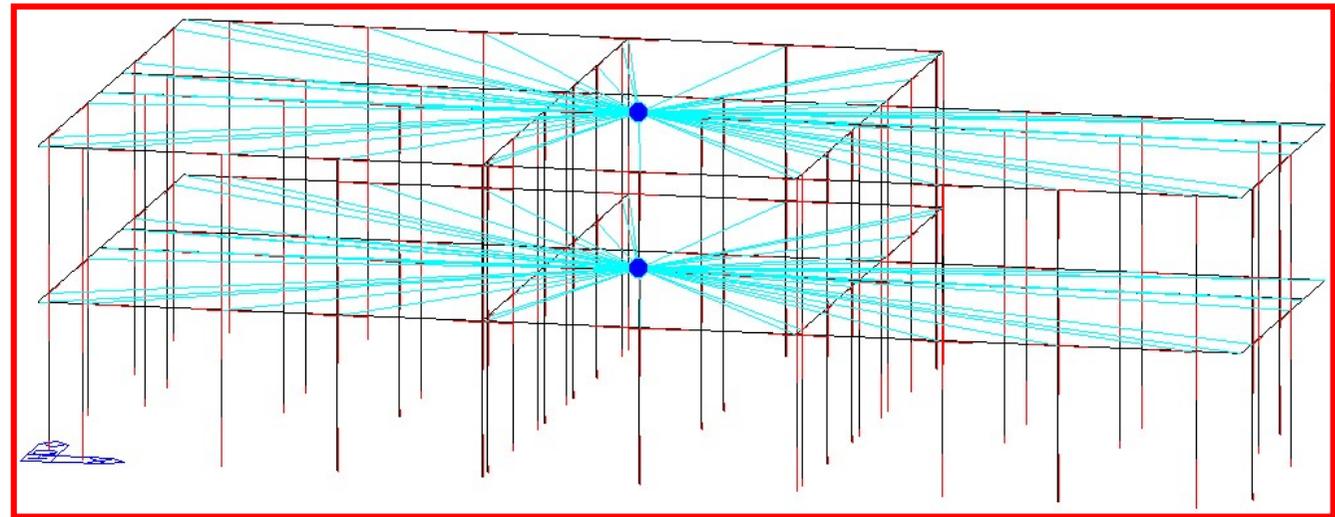


EDIFICIO DUE PIANI

Analisi non lineare statica

Vincolo di piano rigido

↳ Solai tradizionali lignei (travi unidirezionali e tavolato) irrigiditi mediante incollaggio di nastri in carbonio ed efficacemente collegati alle murature perimetrali, in modo da fornire un'adeguata rigidezza nel piano del solaio*.

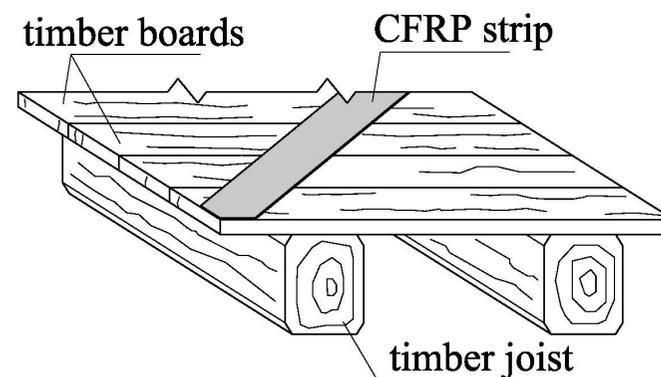
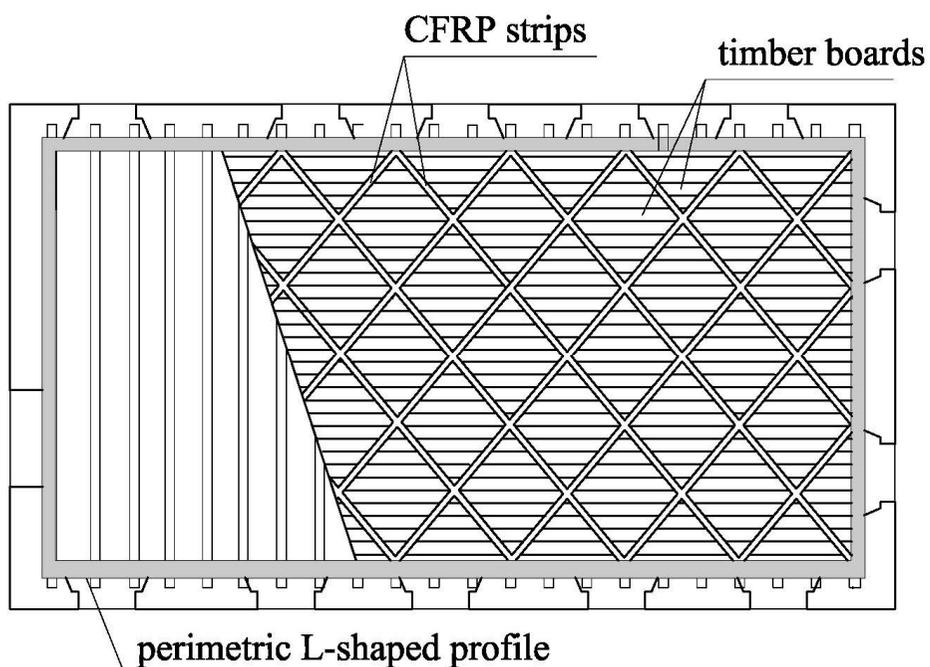


* Gattesco, N. and Macorini, L. (2014)

In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timber floors in historical masonry buildings,
Const. and Building Mat. Vol. 58, pp.64–76.

IRRIGIDIMENTO SOLAI NEL PROPRIO PIANO

Applicazione di nastri diagonali in fibre di carbonio incollati alle tavole del solaio. Sul perimetro è previsto un angolare metallico solidarizzato sia alle travi del solaio che alla muratura con spinotti iniettati.

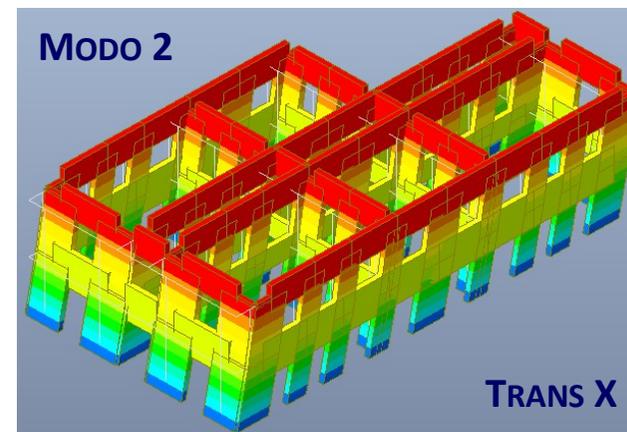
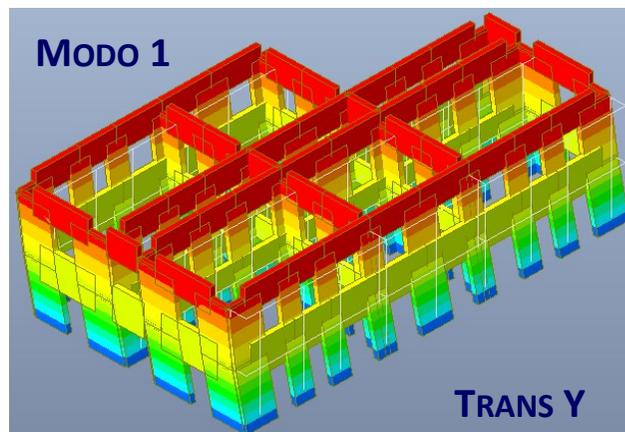


EDIFICIO DUE PIANI

Analisi modale preliminare:

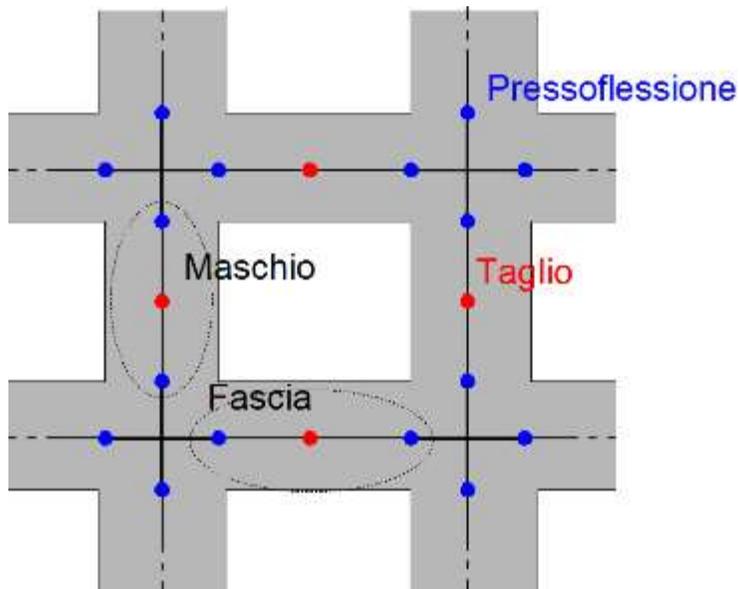
EIGENVALUE ANALYSIS							
Mode No	Frequency		Period	Tolerance			
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)				
1	20.3682	3.2417	0.3085	9.6424e-049			
2	31.2872	4.9795	0.2008	3.7240e-045			
3	58.1001	9.2469	0.1081	3.3481e-042			

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	94.3561	94.3561	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0066	0.0066
2	92.3321	92.3321	0.0000	94.3561	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0022	0.0088
3	0.0017	92.3339	1.1537	95.5098	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	78.2135	78.2224



EDIFICIO DUE PIANI

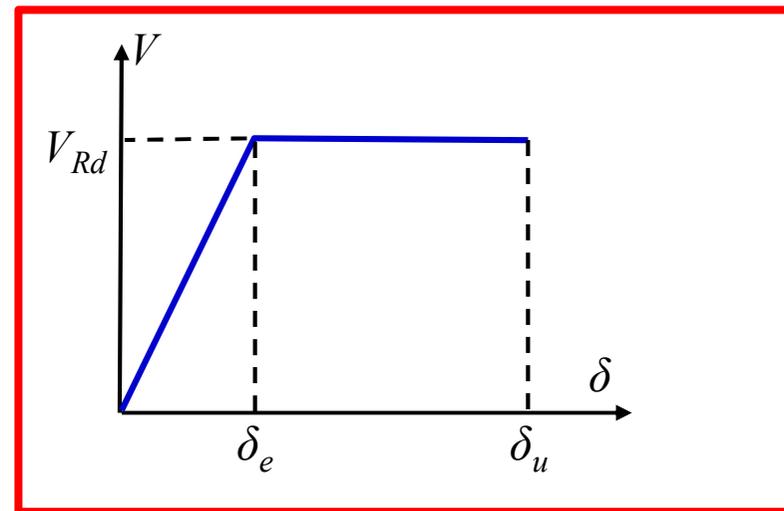
Modello con plasticità concentrata



Comportamento a taglio dei maschi:

$$V_{Rd} = \frac{f_{td}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \cdot b \cdot t \quad V_{Rd} = \left(\frac{f_{vod}}{1 + \mu\phi} + \frac{\mu\sigma_0}{1 + \mu\phi} \right) \cdot \frac{b \cdot t}{\xi}$$

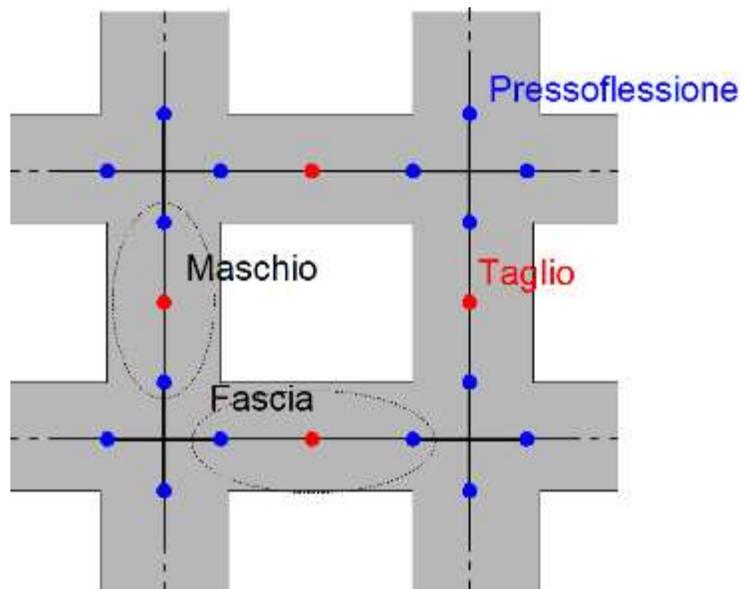
$$\delta_u = 0.005 h_{eff} \quad \text{SLC}$$



(cfr. §7.8.1.5.4 e §7.8.2.2 D.M.17.01.18
e C8.7.1 Circ. n. 7 21.01.19)

EDIFICIO DUE PIANI

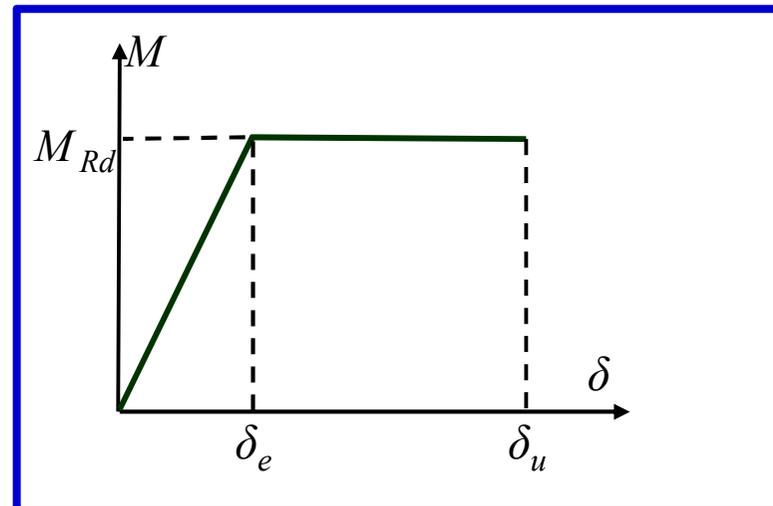
Modello con plasticità concentrata



Comportamento a pressoflessione dei maschi:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o b^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{0.85 f_d} \right)$$

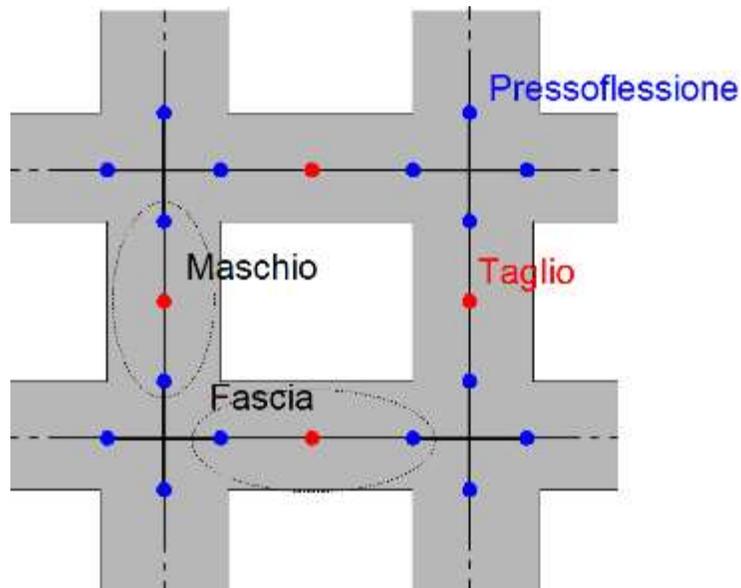
$$\delta_u = 0.01 h_{eff}$$



(cfr. §7.8.1.5.4 e §7.8.2.2 D.M.17.01.18
e C8.7.1 Circ. n. 7 21.01.19)

EDIFICIO DUE PIANI

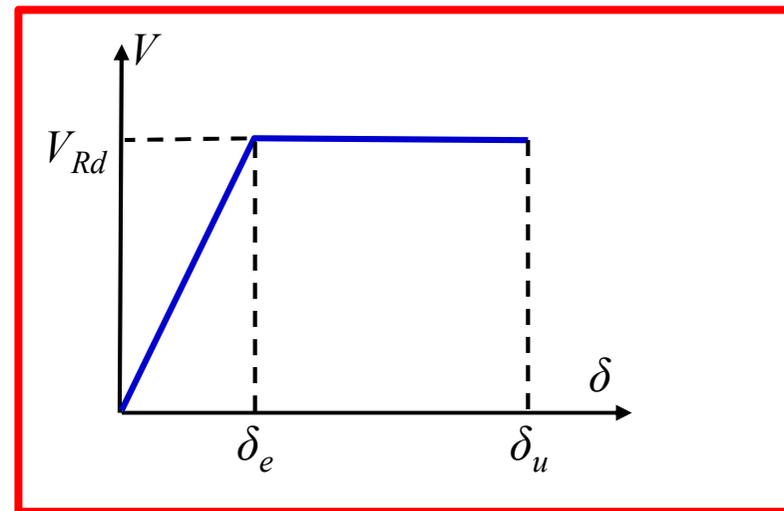
Modello con plasticità concentrata



Comportamento a taglio delle fasce:

$$V_{Rd} = \frac{f_{td}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \cdot b \cdot t \quad V_{Rd} = \left(\frac{f_{vod}}{1 + \mu\phi} + \frac{\mu\sigma_0}{1 + \mu\phi} \right) \cdot \frac{b \cdot t}{\xi}$$

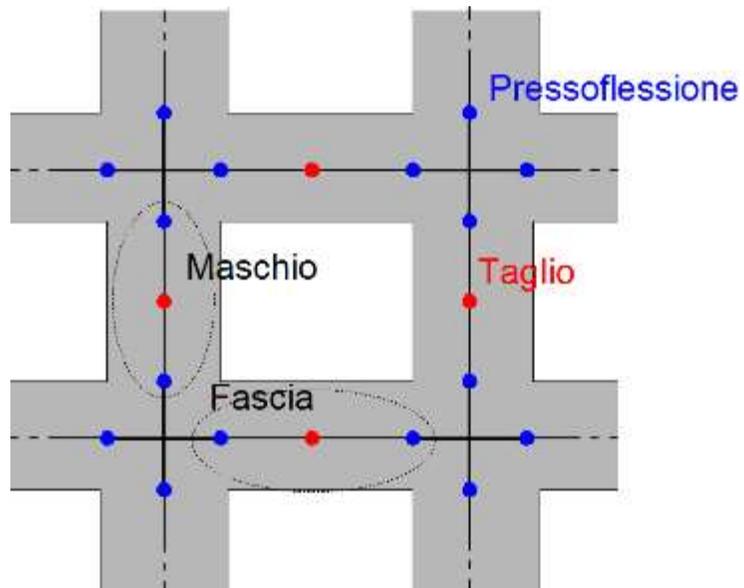
$$\delta_u = 0.005 l_{eff} \quad \sigma_0 = \begin{cases} 0 \\ N/bt \\ \sigma_v \end{cases}$$



(cfr. §7.8.1.5.4 e §7.8.2.2 D.M.17.01.18
e C8.7.1 Circ. n. 7 21.01.19)

EDIFICIO DUE PIANI

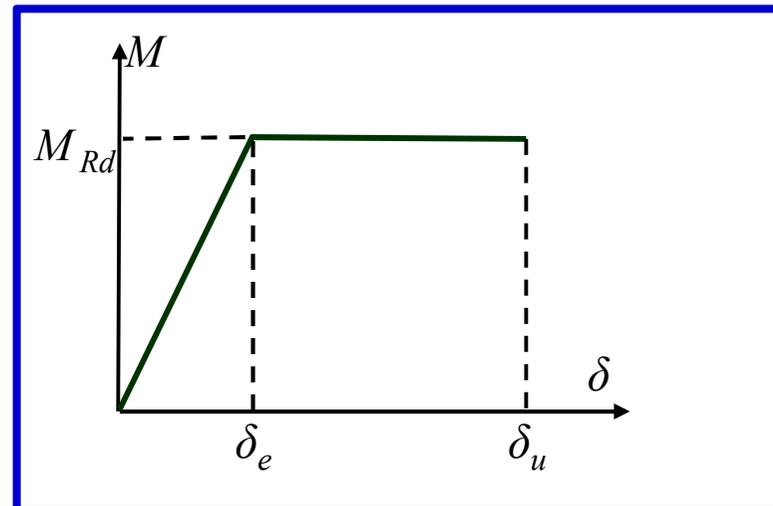
Modello con plasticità concentrata



Comportamento a pressoflessione delle fasce:

$$M_{Rd} = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

$$\delta_u = 0.02 h_{eff}^*$$



(cfr. §7.8.1.5.4 e §7.8.2.2 D.M.17.01.18
e C8.7.1 Circ. n. 7 21.01.19)

* Magenes & Calvi (1997) 'In-plane seismic response of brick masonry walls', *Earth. Eng. and Struct. Dynamics*, Vol. 26, pp.1091–1112

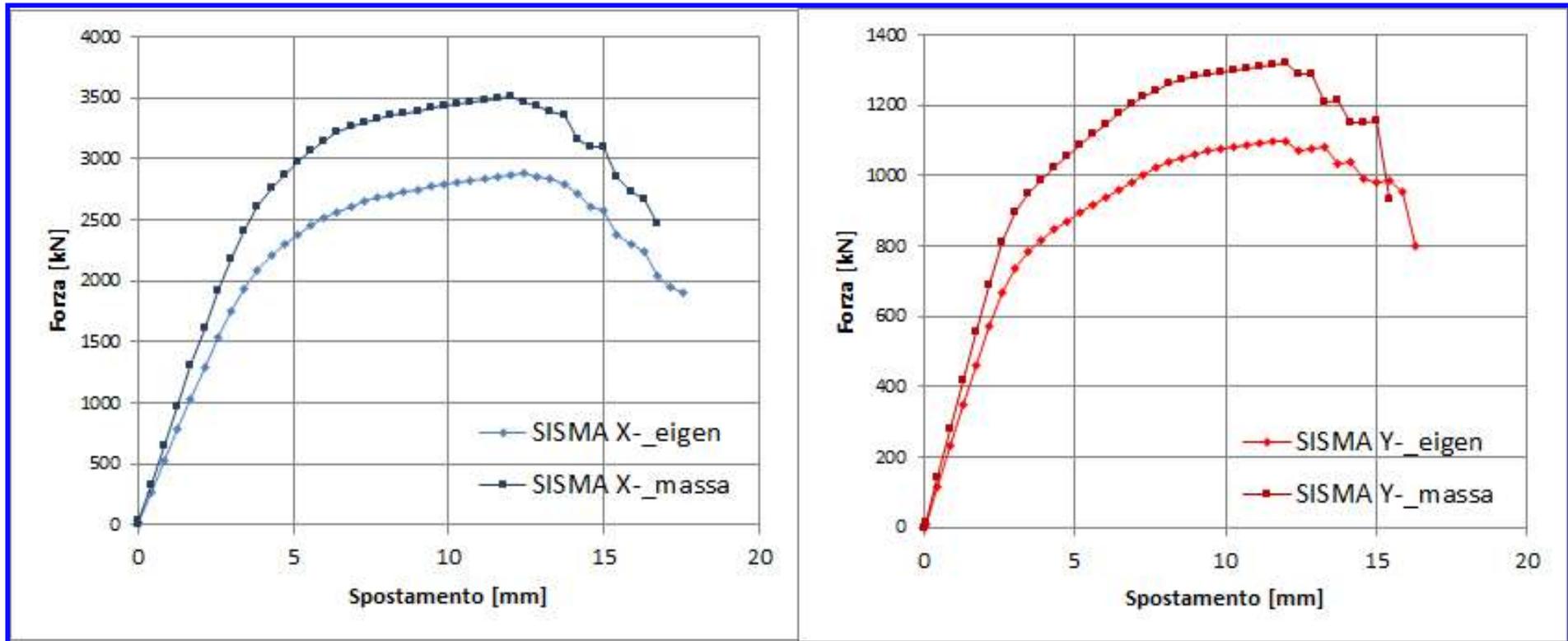
EDIFICIO DUE PIANI

Casi considerati: 8

n°	Direz.	Tipo di carico	Nome
1	X	uniform acc	Push x
2	Y	uniform acc	Push y
3	X	mode shape	Push x eigen
4	Y	mode shape	Push y eigen
5	-X	uniform acc	Push -x
6	-Y	uniform acc	Push -y
7	-X	mode shape	Push -x eigen
8	-Y	mode shape	Push -y eigen

ANALISI NON LINEARE

Analisi non lineare statica: sistema MDOF



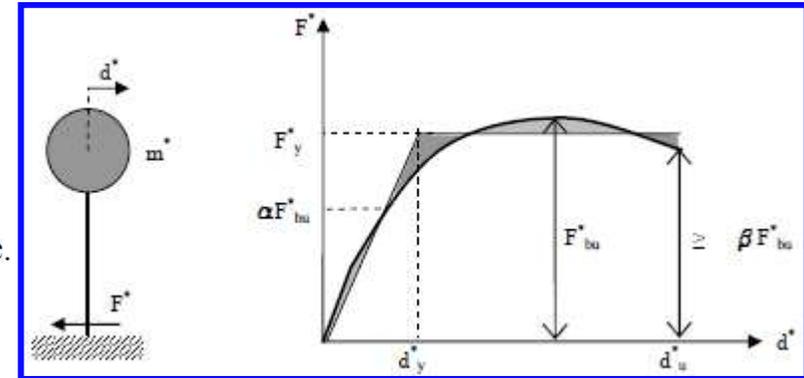
ANALISI NON LINEARE

Analisi non lineare statica: sistema SDOF

$$F^* = F_b / \Gamma \quad \Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

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

dove $m^* = \Phi^T M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.



- **SLD**: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento del limite elastico della bilineare equivalente e quello corrispondente alla resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete significativa (comunque non minore dello spostamento in corrispondenza di 3/4 del taglio massimo);
- **SLV**: spostamento pari a 3/4 di quello massimo per SLC.

(cfr. §7.3.4.2 D.M.17.01.18, C7.3.4.2 e C8.7.1.3 Circ. n. 7 21.01.19)

AZIONE SISMICA

Caratteristiche della domanda

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
LONGITUDINE: 13.3278 LATTITUDINE: 46.0874

Ricerca per comune
REGIONE: Friuli-Venezia Giulia PROVINCIA: Udine COMUNE: Remanzacco

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_u 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 50 info

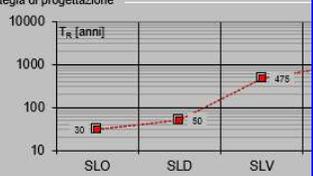
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE
SLO - $P_{VR} = 81\%$ 30
SLD - $P_{VR} = 63\%$ 50

Stati limite ultimi - SLU
SLV - $P_{VR} = 10\%$ 475
SLC - $P_{VR} = 5\%$ 975

Elaborazioni:
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
--- Strategie per costruzioni ordinarie
--- Strategie scelte

INTRO FASE 1 **FASE 2** FAS

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

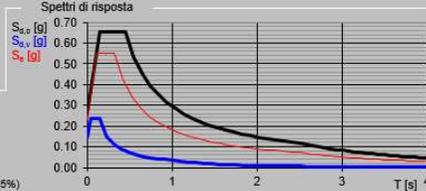
Stato Limite
Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo: B info $S_B = 1.179$ $C_B = 1.374$ info
Categoria topografica: T1 info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta_1 = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza: si info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q_v 1.5 $\eta_1 = 0.667$ info

Elaborazioni:
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta



Spettri di risposta
 $S_{x,y}$ [g]
 S_z [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

AZIONE SISMICA:

Remanzacco (UD)

Suolo tipo B

Categoria Topografica T1

AZIONE SISMICA

Caratteristiche della domanda

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.228 g
$F_{0,1}$	2.422
T_C	0.328 s
S_S	1.179
C_C	1.374
S_T	1.000
q	1.000

Parametri indipendenti

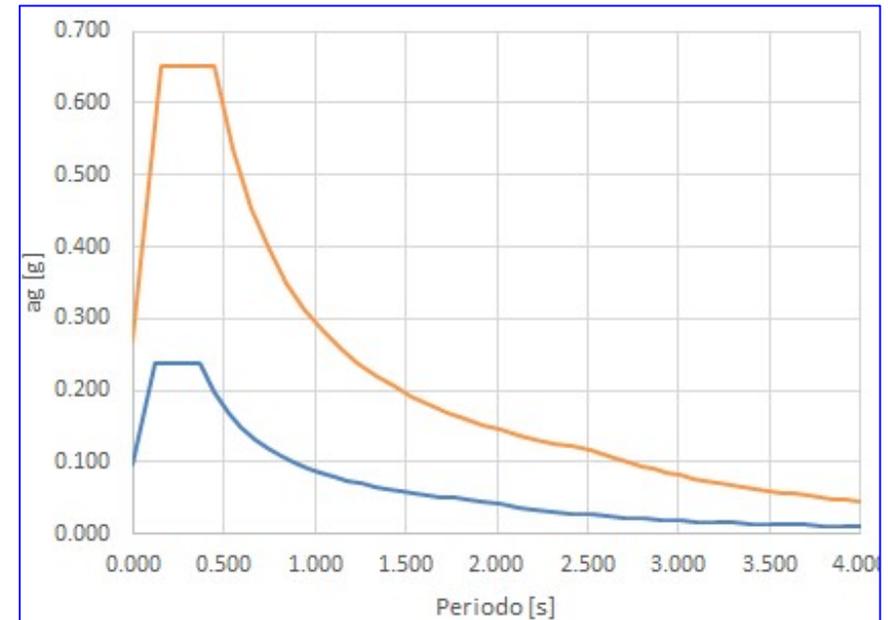
STATO LIMITE	SLD
a_g	0.080 g
$F_{0,1}$	2.480
T_C	0.257 s
S_S	1.200
C_C	1.443
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.179
η	1.000
T_B	0.150 s
T_C	0.451 s
T_D	2.514 s

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.124 s
T_C	0.371 s
T_D	1.920 s



Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

STATI LIMITE

Circolare n. 7 21.01.19, C8.7.1.3:

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

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

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

SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a $\frac{3}{4}$ dello spostamento a SLC

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

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

SLO: lo spostamento corrispondente è pari a $\frac{2}{3}$ di quello allo SLD.

PGA LIMITE

Calcolo PGA limite

Se $T^* < T_C$ si applica il principio di **uguale energia**

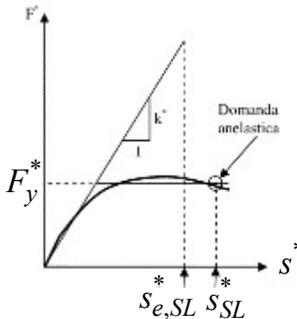
$$s_{SL}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right]$$

con $S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$ e $q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \leq 3$ **per SLV**

ed essendo $S_e(T^*) = S F_o a_g \eta$ per $T_B \leq T^* \leq T_C$

Pertanto

$$a_{g,res} = \frac{F_y^* T^*}{S \eta F_o m^* T_C} \left[\frac{4 \pi^2 m^* s_{SL}^*}{T^{*2} F_y^*} - 1 + \frac{T_C}{T^*} \right]$$

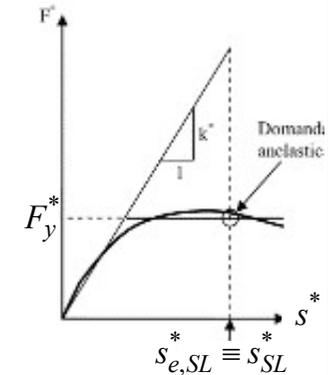


Se $T^* \geq T_C$ si applica il principio di **uguale spostamento**

$$s_{SL}^* = S_{De}(T^*)$$

con $S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$

e $S_e(T^*) = S F_o a_g \eta \left(\frac{T_C}{T^*} \right)$ per $T_C \leq T^* \leq T_D$



(cfr. §7.3.4.2 D.M.17.01.18, C7.3.4.2 e C8.7.1.3 Circ. n. 7 21.01.19)

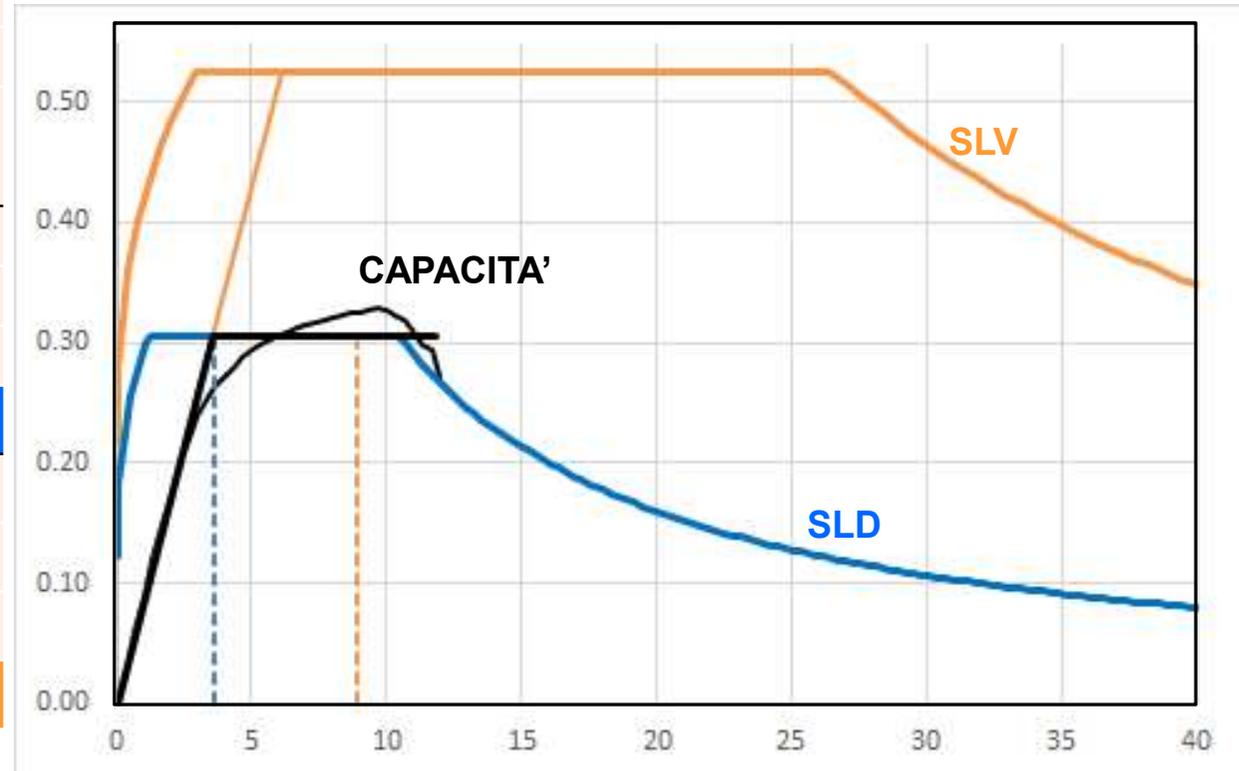
PGA LIMITE EDIFICIO NON RINFORZATO

Calcolo PGA limite

Push X- eigen

	m*	615t
	Gamma	1.29-
	Fy*	1843kN
	T*	0.217s (<Tc)
SLD	Se(T*)	0.306g
	q*	1.00-
	s* _{SL}	3.57mm
	a* _{g,res}	0.103g (>a_{g,SLD})
SLV	Se(T*)	0.525g
	q*	1.72-
	s* _{SL}	8.89mm
	a* _{g,res}	0.184g (<a_{g,SLV})

Accelerazione spettrale – spostamento spettrale



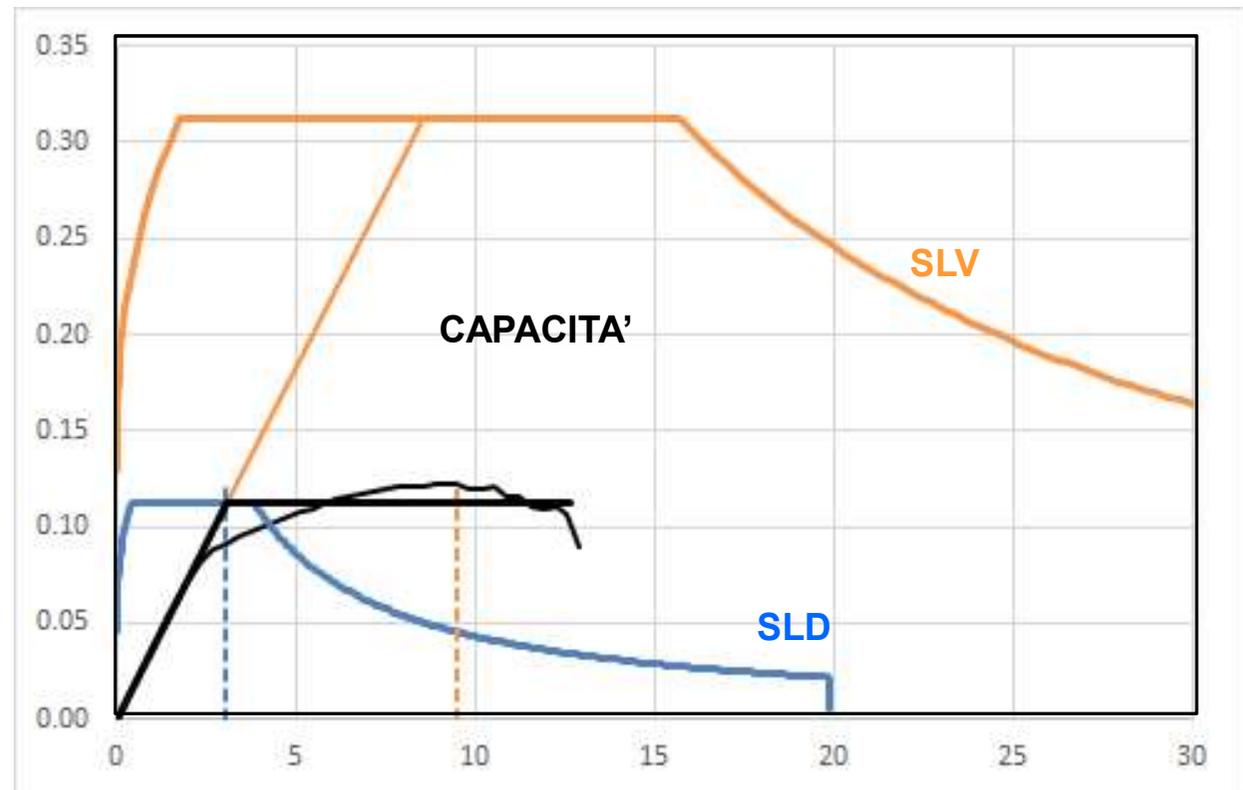
PGA LIMITE EDIFICIO NON RINFORZATO

Calcolo PGA limite

Push Y- eigen

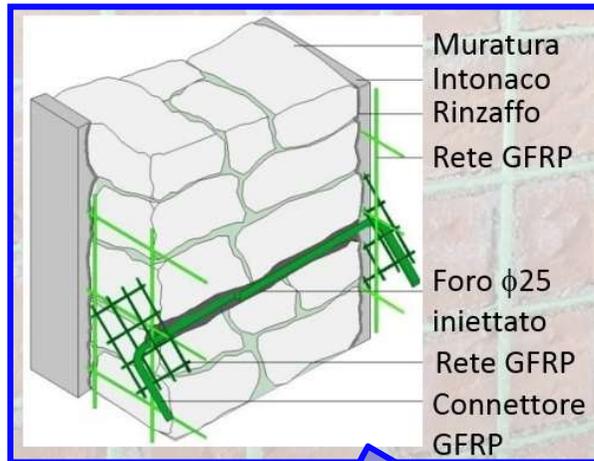
	m^*	642t
	Gamma	1.26-
	F_y^*	708kN
	T^*	0.332s ($<T_c$)
SLD	$Se(T^*)$	0.112g
	q^*	1.00-
	s_{SL}^*	3.07 mm
	$a_{g,res}^*$	0.038g ($<a_{g,SLD}$)
SLV	$Se(T^*)$	0.312g
	q^*	2.78-
	s_{SL}^*	9.47 mm
	$a_{g,res}^*$	0.098g ($<a_{g,SLV}$)

Accelerazione spettrale – spostamento spettrale

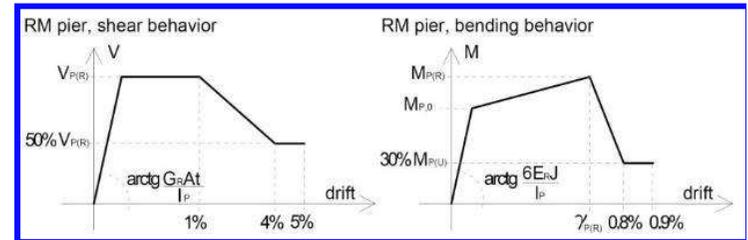
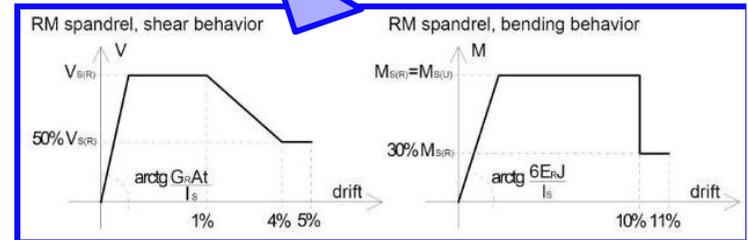
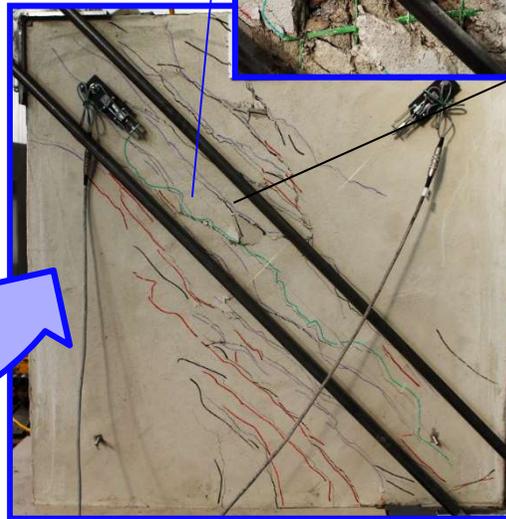


EDIFICIO DUE PIANI: RINFORZATO

Intervento di rinforzo mediante intonaco armato con reti in GFRP



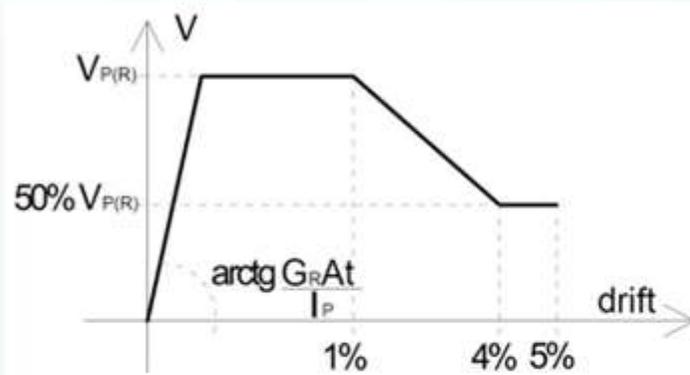
Calibrazione analitica del comportamento delle cerniere plastiche del modello (*sulla base dei risultati sperimentali*)



EDIFICIO DUE PIANI: RINFORZATO

Comportamento dei maschi murari rinforzati

Taglio (fessurazione diagonale)

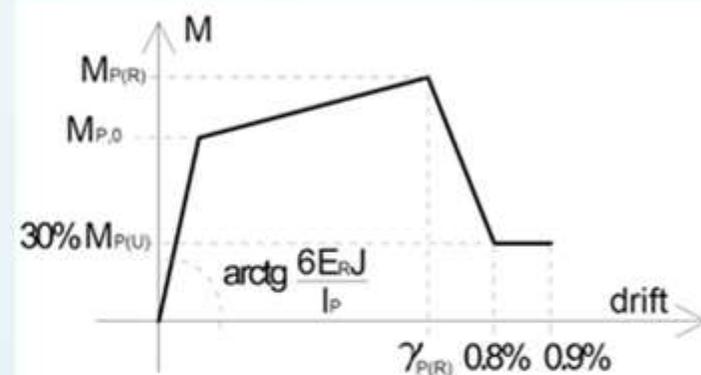


$$G_{(R)} = G_{(NR)} + G_{int} \frac{t_{int}}{t_{NR}}$$

$$f_{t(R)} = \beta \cdot \left(f_{(NR)} + f_{int} \frac{t_{int}}{t_{(NR)}} \right) \quad \tau_{0(R)} = \frac{f_{t(R)}}{1.5}$$

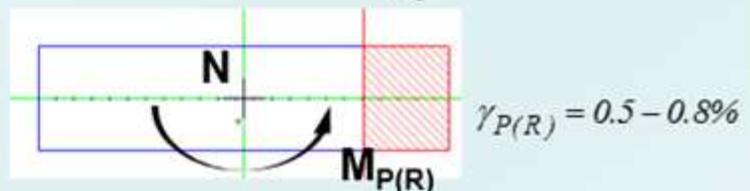
$$V_R = \frac{1.5 \tau_{0(R)} b t}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5 \tau_{0(R)}}}$$

Pressoflessione



$$E_{(R)} = E_{(NR)} + E_{int} \frac{t_{int}}{t_{NR}}$$

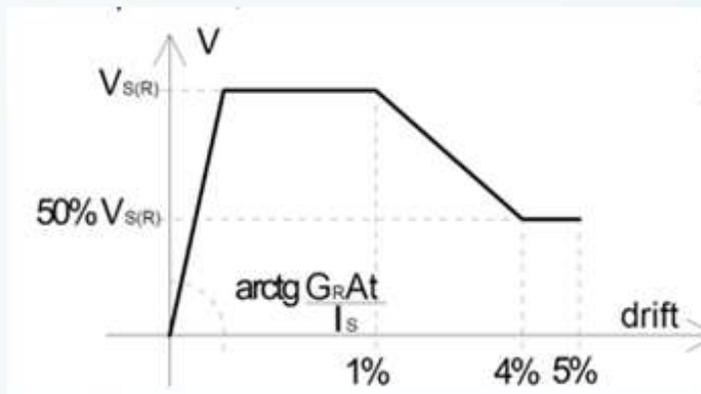
$$M_{P,0} = -n(x_I - x_{II}) \frac{1}{1 - \frac{EI_{II}}{EI_I}}$$



EDIFICIO DUE PIANI: RINFORZATO

Comportamento delle fasce rinforzate

Taglio (fessurazione diagonale)

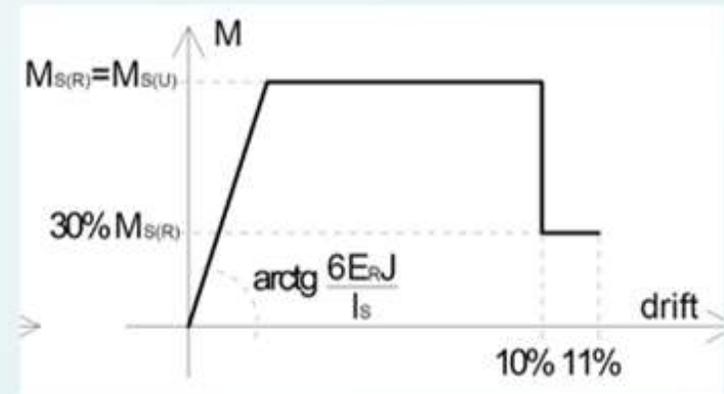


$$G_{(R)} = G_{(NR)} + G_{int} \frac{t_{int}}{t_{NR}}$$

$$f_{t(R)} = \beta \cdot \left(f_{(NR)} + f_{int} \frac{t_{int}}{t_{(NR)}} \right) \quad \tau_{0(R)} = \frac{f_{t(R)}}{1.5}$$

$$V_R = \frac{1.5 \tau_{0(R)} b t}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5 \tau_{0(R)}}}$$

Pressoflessione



$$E_{(R)} = E_{(NR)} + E_{int} \frac{t_{int}}{t_{NR}}$$

$$M_{S(R)} = M_{S(NR)}$$

Considerando solo il contributo del tirante

EDIFICIO DUE PIANI: RINFORZATO

Caratteristiche della muratura rinforzata

Malta rinforzo M12 ($t_{t,int} = 30+30$ mm, $E_{int} = 12.5$ GPa, $f_{t,int} = 1.22$ MPa)
+ Rete GFRP 66x66s, 6 connettori/mq

Resistenza a compressione	f_d	2.6	MPa
Resistenza a taglio	τ_{0d}	0.165	MPa
Modulo di elasticità	E	3478	MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	1311	MPa
Peso specifico (riferito a 38 cm)	W	21.2	kN/m ³

$\gamma_M = 1$ per l'analisi e la verifica globale

$E' = E/2 - G' = G/2$ (rigidezze dimezzate)

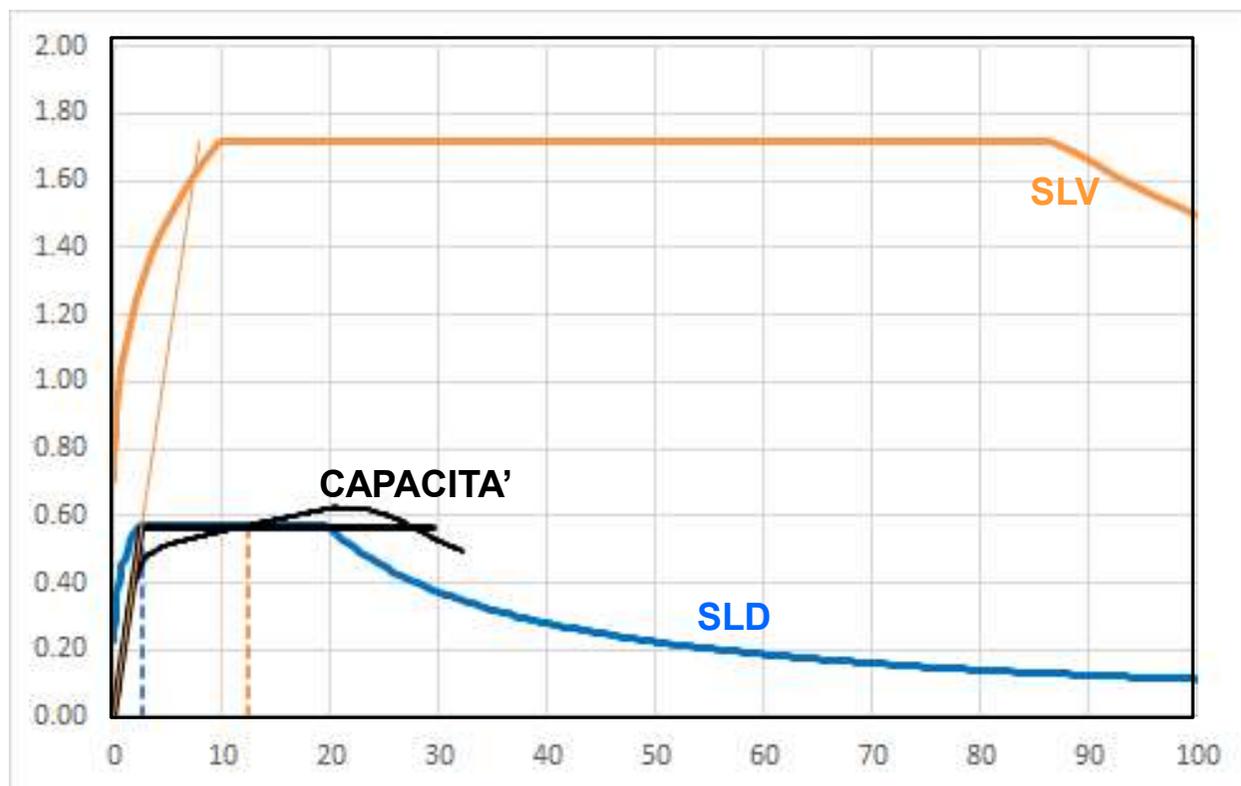
EDIFICIO DUE PIANI: RINFORZATO

Calcolo PGA limite

Push X- eigen

	m^*	649t
	Gamma	1.29-
	F_y^*	3639kN
	T^*	0.134s ($<T_c$)
SLD	$Se(T^*)$	0.572g
	q^*	1.0-
	s_{SL}^*	2.53mm
	$a_{g,res}^*$	0.192g ($>a_{g,SLD}$)
SLV	$Se(T^*)$	1.718g
	q^*	3.00-
	s_{SL}^*	12.42mm
	$a_{g,res}^*$	0.602g ($>a_{g,SLV}$)

Accelerazione spettrale – spostamento spettrale



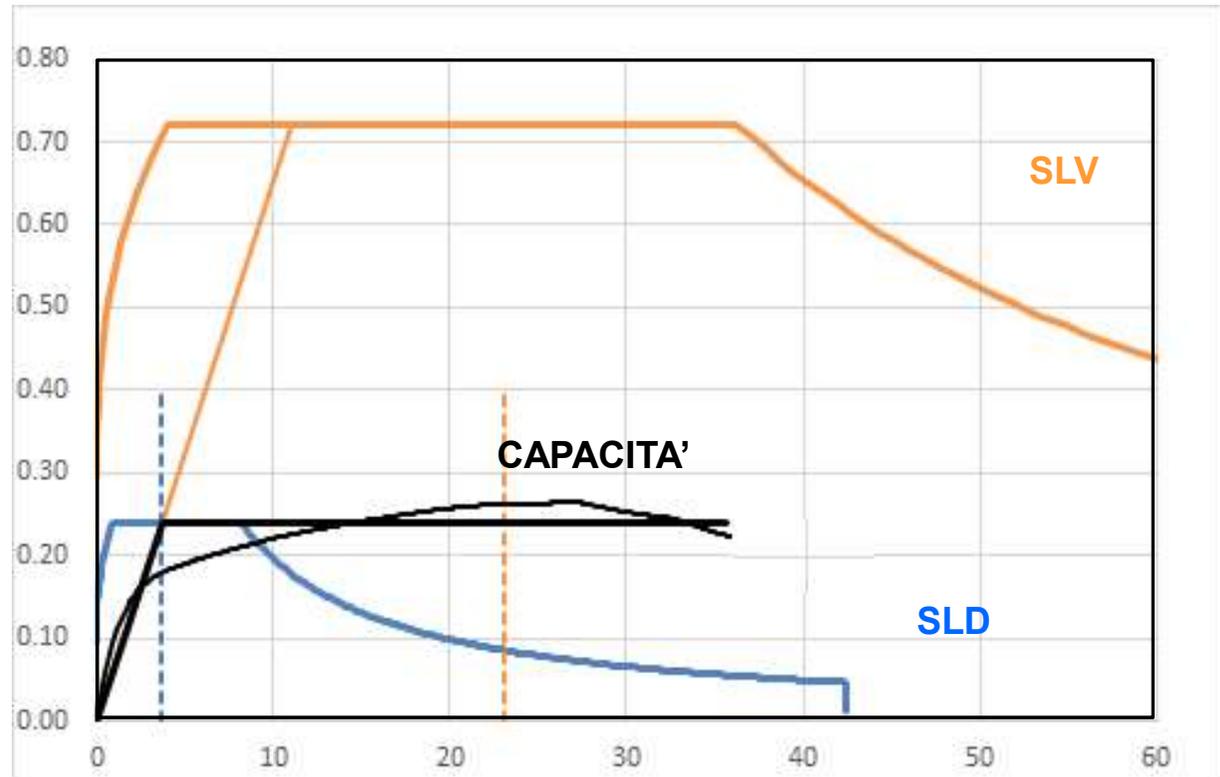
EDIFICIO DUE PIANI: RINFORZATO

Calcolo PGA limite

Push Y- eigen

	m^*	678t
	Gamma	1.26-
	F_y^*	1594 kN
	T^*	0.249s ($< T_c = 0.5s$)
SLD	$Se(T^*)$	0.240g
	q^*	1.00-
	s_{SL}^*	3.68mm
	$a_{g,res}^*$	0.081g ($> a_{g,SLD}$)
SLV	$Se(T^*)$	0.720g
	q^*	3.00-
	s_{SL}^*	23.05mm
	$a_{g,res}^*$	0.252g ($> a_{g,SLV}$)

Accelerazione spettrale – spostamento spettrale



EDIFICIO DUE PIANI: EFFICACIA RINFORZO

SLD

	Non rinforzato	Rinforzato	Confronto
	$a_{g(NR)}$	$a_{g(R)}$	$a_{g(R)}/a_{g(NR)}$
Direzione X	0.103g	0.192g	1.86
Direzione Y	0.038g	0.081g	2.13

SLV

	Non rinforzato	Rinforzato	Confronto
	$a_{g(NR)}$	$a_{g(R)}$	$a_{g(R)}/a_{g(NR)}$
Direzione X	0.184g	0.602g	3.27
Direzione Y	0.098g	0.252g	2.57