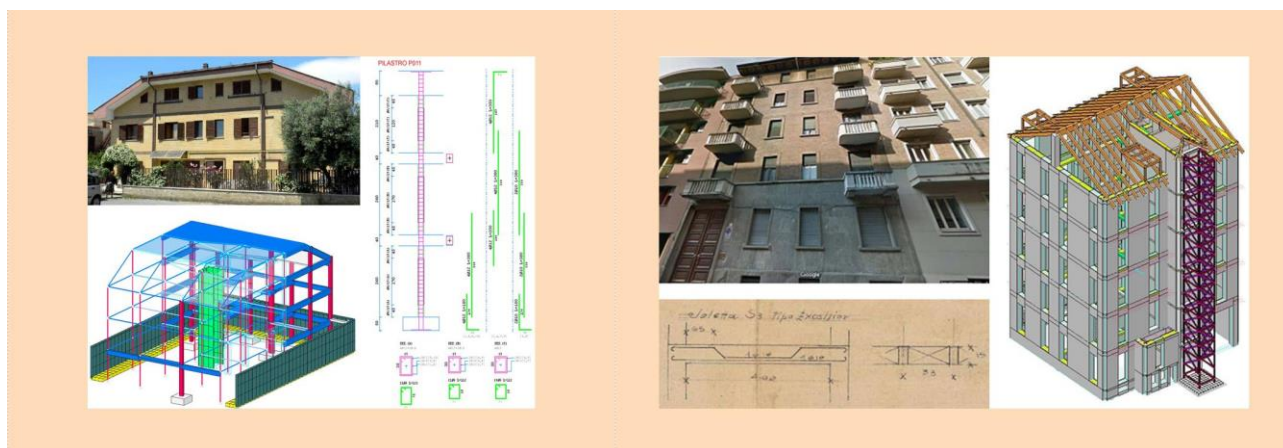




CDM DOLMEN srl
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. E MURATURA: PROBLEMATICHE E SOLUZIONI



ATTI SEMINARIO TECNICO

INDICE

SISMABONUS	3
Strutture esistenti	7
Murature portanti	8
Schematizzazione del comportamento dell'edificio in muratura	8
Creazione del modello a telaio	11
I modelli a guscio	12
Verifiche nei modelli a telaio	13
Pressoflessione nel piano	13
Taglio nel piano - strutture nuove (NTC 2018 - 7.8.2.2.2)	14
Taglio nel piano - Strutture esistenti - C8.7.1.5	15
Pressoflessione per carichi laterali	16
Sismica fuori piano [NTC 2018 - 7.8.1.5.2]	17
Fasce di piano: la verifica	18
Progettazione dell'intervento di rinforzo	19
RINFORZO GENERICO	19
Reti elettrosaldate, CRM GENERICO	19
Rinforzi in tessuti monodirezionali in FRP	20
FRCM secondo CNR DT215	22
RETI GFRP FIBRENET	22
FASCIATURE PER CONFINAMENTO PANNELLI	22
CUCITURE ATTIVE (METODO CAM) BIDIREZIONALI E PER CONFINAMENTO	22
I meccanismi locali di collasso	23
Ribaltamento semplice o composto	23
Flessione verticale di parete	24
Ribaltamento del cantonale	24
Ribaltamento del timpano	24
Flessione orizzontale non efficacemente confinata	24
Calcolo dell'indice di vulnerabilità	25
Cemento armato	26
Interventi su strutture esistenti	28
La modellazione strutturale	30
Analisi dinamica	33
Verifica/progetto elementi strutturali	33

SISMABONUS

La legge di stabilità 2017 ha introdotto il Sisma bonus, ossia una detrazione fiscale che prevede la possibilità di fruire di un incentivo nel caso in cui sull'abitazione, sia essa prima o seconda casa, sull'immobile adibito ad attività produttiva o sulle parti comuni dei condomini, vengano effettuati degli interventi certificati. Possono godere di questa nuova detrazione gli immobili situati nelle zone 1, 2 e 3 (secondo l'Ordinanza n. 3274).

Lo strumento attuativo è il D.M. 28 febbraio 2017, che stabilisce le Linee Guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni e le modalità per attestare l'efficacia degli interventi.

I privati e le imprese, che effettuano interventi al fine di ridurre il rischio sismico di immobili dal 1° gennaio 2017 al 31 dicembre 2021, potranno avere una detrazione:

- pari al 50% per interventi che non comportano miglioramento di classe
- pari al 70% se si ha miglioramento di una classe
- pari all'80% se i lavori determinano la riduzione di 2 classi di rischio.

Per i condomini che effettuano interventi sulle parti comuni e sull'intero edificio al fine di ridurre il rischio sismico, si hanno detrazioni:

- pari al 75%, se si ha il passaggio di una classe
- pari all'85%, se si ha il passaggio di due classi

Per tutti gli interventi la detrazione avrà un limite massimo di 96.000 €.

La conseguenza più importante di questa nuova detrazione si potrà vedere in termini di prevenzione e di riduzione del rischio sismico; questa misura fiscale è un'importante novità per l'Italia.

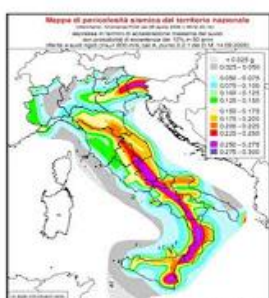


L'applicazione della classificazione sismica permette, inoltre, di definire una mappatura, sia a livello comunale che a livello nazionale, della sicurezza degli edifici, utile da più punti di vista e che influirà anche sul valore economico dell'edificio.

Le linee guida coniugano sia il rispetto della salvaguardia della vita umana (secondo i livelli di sicurezza previsti dalle NTC) che la considerazione delle possibili perdite economiche e sociali (in base a stime derivanti dalla ricostruzione dopo il sisma del 2009 in Abruzzo).

Il rischio sismico, valutato secondo le Linee guida, costituisce la misura matematica e ingegneristica per valutare la perdita attesa in seguito a un possibile sisma.

$$\text{Rischio} = \text{Pericolosità} \times \text{Vulnerabilità} \times \text{Esposizione}$$



PERICOLOSITA'



VULNERABILITA'



ESPOSIZIONE

La Pericolosità è la probabilità che si verifichi un sisma (è rappresentata dalla suddivisione in zone sismiche), la Vulnerabilità è la valutazione delle conseguenze del sisma (ossia la capacità degli edifici di resistere alle azioni sismiche) e l'Esposizione è la valutazione socio/economica delle conseguenze.

Sono stati introdotti due parametri che servono a classificare il rischio: **PAM e IS-V**.

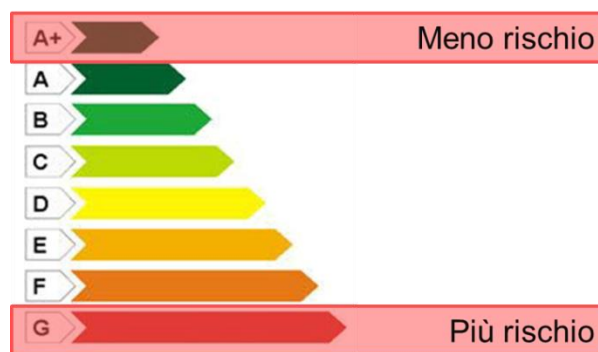
- PAM, indica la Perdita Annua Media attesa, è un parametro economico che rappresenta il costo dei danni conseguenti a terremoti nell'arco della vita della costruzione, suddiviso per anno e espresso percentualmente al costo di ricostruzione CR.
- IS-V (indice di sicurezza), noto anche come Indice di Rischio, è il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che porta al raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita e l'accelerazione prevista per un nuovo edificio nel sito in esame.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$100\% \leq IS-V < 80\%$	A_{IS-V}
$80\% \leq IS-V < 60\%$	B_{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 45\%$	C_{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 30\%$	D_{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 15\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}

Si mettono in relazione due parametri per individuare la classe di Rischio e si privilegia nel confronto la classe più bassa (rischio maggiore).

Le linee guida hanno definito 8 classi di rischio sismico da A+ a G, attribuito mediante un parametro che tiene conto della sicurezza e degli aspetti economici.



Al fine di accedere alle agevolazioni fiscali (Sismabonus) sono disponibili due metodi per determinare la classe di rischio:

- **Metodo convenzionale**
- **Metodo semplificato**

Il **metodo convenzionale** può essere applicato a ogni tipologia costruttiva, si basa sui metodi di analisi previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e consente di valutare la Classe di Rischio sismico nello stato di fatto e dopo l'eventuale intervento, con conseguente passaggio di classe di rischio.

Per prima cosa è necessario individuare la domanda sismica, ovvero l'accelerazione al suolo PGA_0 e il relativo tempo di ritorno T_{rD} , funzione del sito su cui sorge l'edificio, della classe d'uso e dalla vita nominale dell'opera.

Per ogni stato limite (SLV, SLD, SLO e SLC) si determina la massima accelerazione al suolo PGA_C per la quale la struttura risulta verificata allo stato di fatto.

Date queste accelerazioni si ricava:

$$T_{rc} = T_{rD} (PGA_C/PGA_D)^n$$

In cui $n=1/04.1$

Ad ogni tempo di ritorno T_{rc} è associata la frequenza media annua di superamento λ per gli Stati Limite analizzati (SLV, SLD, SLO e SLC): $\lambda = 1/T_{rc}$

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

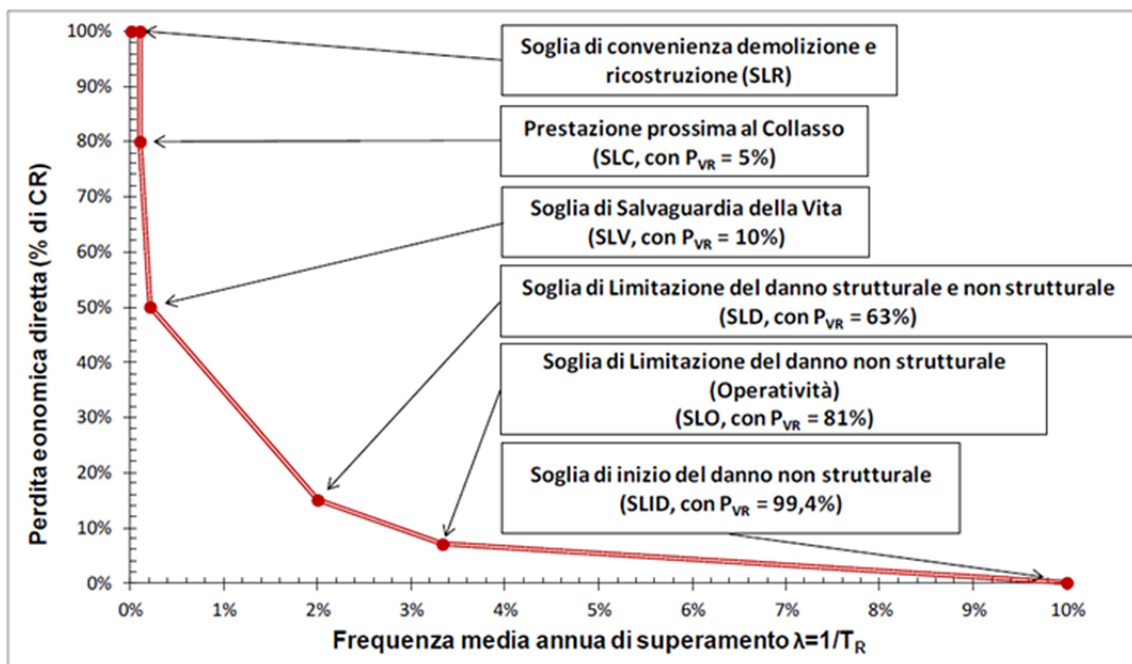
Utilizziamo queste informazioni per determinare la Perdita Annuale Media attesa.

Le norme associano un Costo di Ricostruzione CR ad ogni stato limite (si veda tabella a fianco). I valori minimi e massimi di perdita economica per una costruzione sono impostati rispettivamente allo 0% e al 100% del Costo di Ricostruzione, si associano tali valori rispettivamente allo Stato Limite di Inizio Danno (SLID) e allo Stato Limite di Ricostruzione (SLR).

Riportiamo, quindi, in un grafico in ordinata le frequenze λ ottenute dalle analisi e in ascissa i relativi costi di ricostruzione.

Si valuta il PAM come l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti λ e CR per ciascuno degli stati limite, a cui si aggiunge il punto $\lambda = 0$ che corrisponde a CR=100%, mediante l'espressione seguente:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * [CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})] / 2 + \lambda(SLC) * CR(SLR)$$



Abbiamo, quindi, con questo parametro effettuato una valutazione di tipo economico del rischio sismico.

Il secondo parametro, IS-V, è dato dal rapporto tra capacità e domanda della costruzione in termini di accelerazione di picco al suolo PGA per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Determinati i due parametri risultano individuate le relative classi di rischio, tra le quali viene scelta la peggiore.

Le stesse operazioni andranno eseguite per lo stato post intervento in modo da valutare la nuova classe di rischio, da confrontare con la precedente.

Il **metodo semplificato** è invece basato sulla classificazione macrosismica dell'edificio ed è un metodo speditivo consentito solo per gli edifici in muratura. Questa procedura è valida sia per una valutazione preliminare indicativa, sia

per valutare la classe di rischio in relazione all'adozione di interventi di tipo locale. Consente al massimo il miglioramento di una classe di rischio.

Bisogna individuare la tipologia strutturale che meglio descrive la costruzione e la relativa classe di vulnerabilità media di quella tipologia strutturale, considerando eventuali fattori che possano determinare un peggioramento della classe di vulnerabilità media di partenza.

Definita la Classe di Rischio di una costruzione in muratura è possibile valutarne gli eventuali interventi di miglioramento e di mitigazione del rischio; nelle Linee Guida vengono quindi esplicitate le condizioni per il passaggio della Classe di Rischio.

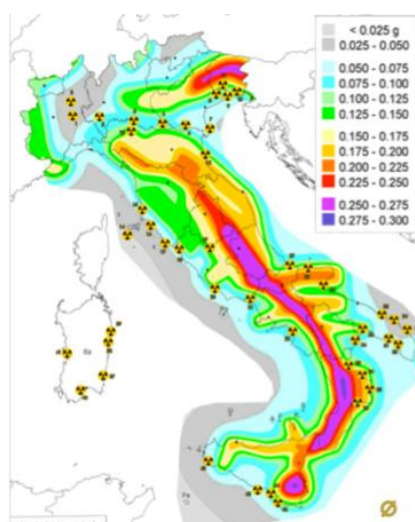
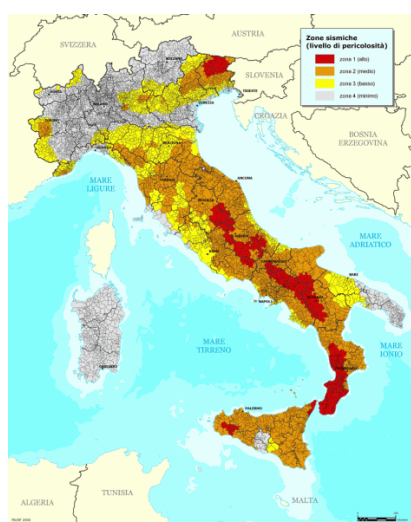
Tipologia di struttura	Classe di vulnerabilità					
	V ₆ (≡A _{EMS})	V ₅ (≡B _{EMS})	V ₄ (≡C _{EMS})	V ₃ (≡D _{EMS})	V ₂ (≡E _{EMS})	V ₁ (≡F _{EMS})
MURATURA	Muratura di pietra senza legante (a secco)	○				
	Muratura di mattoni di terra cruda (adobe)	○	—			
	Muratura di pietra sbazzata	—	○			
	Muratura di pietra massiccia per costruzioni monumentali		—	○	—	
	Muratura di mattoni e pietra lavorata	—	○	—		
	Muratura di mattoni e solai di rigidità elevata		—	○	—	
	Muratura rinforzata e/o confinata			—	○	—

STRUTTURE ESISTENTI

Per “costruzioni esistenti” si intendono le opere strutturali che hanno la struttura realizzata alla data della redazione della valutazione della sicurezza e/o del progetto di un intervento per cui occorre valutare il livello di sicurezza in modo da poter intervenire in ottica di prevenzione sismica. Tali edifici sono stati progettati rispettando pratiche progettuali e normative diverse da quelle attuali e, in generale, non rispettano i nuovi concetti di duttilità e di gerarchia delle resistenze. L’adeguamento antisismico è un tema particolarmente importante, poiché gran parte del patrimonio edilizio nazionale è stato progettato senza tenere conto delle azioni sismiche; la nuova classificazione del territorio italiano ha, infatti, reso sismiche molte zone che prima non lo erano.

Le verifiche dovranno stabilire i provvedimenti da applicare al fine di ottemperare alle richieste di sicurezza previste dalle attuali normative; le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono che, rispetto alle strutture nuove, per quelle esistenti si tenga conto anche dei seguenti aspetti:

- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.



Le NTC 2018 indicano, al paragrafo 8.3, che la valutazione della sicurezza di un edificio esistente deve permettere di stabilire se l’uso della costruzione possa continuare senza interventi, se l’uso debba essere modificato (prevedendo un eventuale declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell’uso) e se sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

Per effettuare le verifiche di sicurezza è necessario conoscere la sismicità dell’area, la destinazione d’uso e la geometria dell’opera, ricavabile a partire da disegni costruttivi originali, da un progetto simulato o da un rilievo. Occorre, inoltre, conoscere le caratteristiche meccaniche dei materiali, ricavabili con prove di tipo distruttivo o con prove di tipo non distruttivo.

L’affidabilità e la completezza delle informazioni ricavabili sono affette da un maggiore grado di incertezza rispetto a quelle riguardanti le nuove strutture, nello stesso tempo però non ci sono effetti probabilistici.

La Norma [Cap. 8.7.2] richiede di individuare i “livelli di conoscenza” di geometria, dettagli costruttivi, materiali, ... e di utilizzare opportuni fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti di sicurezza.

In base al livello di conoscenza acquisito, la circolare delle NTC 08 definisce dei livelli di conoscenza per stabilire i valori medi dei parametri meccanici ed i conseguenti fattori di confidenza:

- LC1: verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali
- LC2: verifiche in situ estese ed esaustive su dettagli costruttivi e estese sulle proprietà dei materiali
- LC3: verifiche in situ estese ed esaustive su dettagli costruttivi e proprietà dei materiali

MURATURE PORTANTI

Le murature portanti presentano, a causa della loro natura intrinseca di materiale composito, anisotropo, non linearmente elastico e molto spesso già esistente, un comportamento non facilmente schematizzabile dal punto di vista meccanico.

Negli ultimi venti anni sono stati sviluppati numerosi studi per il calcolo della risposta sismica nell'ambito della modellazione delle strutture in muratura, aventi diversi presupposti teorici e differente livello di dettaglio, proprio a causa della gran varietà di opere murarie. Queste differiscono anche notevolmente, per tessitura, per materiali impiegati, per dettagli strutturali e per concezione d'insieme.

Nell'offrire gli strumenti per il calcolo delle strutture in muratura portante DOLMEN dà la scelta fra più filosofie di modellazione, in dipendenza della tipologia strutturale.

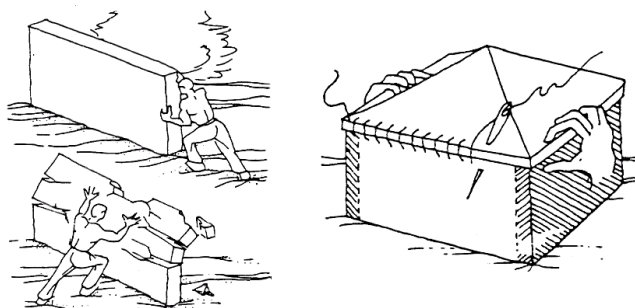
SCHEMATIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELL'EDIFICIO IN MURATURA

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una **struttura tridimensionale**.

I sistemi resistenti di pareti in muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni.

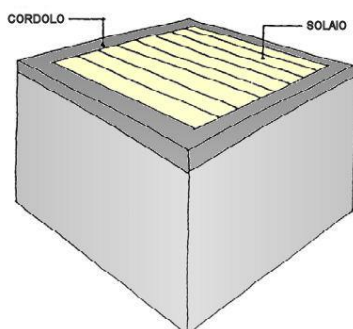
Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio i pannelli murari devono svolgere funzione portante, se sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgere funzione di controvento, se sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. La resistenza delle pareti a forze agenti nel loro piano è molto maggiore rispetto alla resistenza alle forze a esse ortogonali.

L'organizzazione dell'intera struttura, l'interazione e il collegamento fra le sue parti devono assicurare un comportamento d'insieme di tipo scatolare. La Norma richiede, quindi, che resistenza e stabilità della struttura siano garantite da un comportamento d'insieme, nel quale ogni parete ha il compito specifico di resistere alle azioni nel proprio piano.



Un edificio in muratura è una struttura complessa in cui tutti gli elementi cooperano nel resistere ai carichi applicati: la complessità del comportamento reale di tali strutture porta spesso a svolgere il progetto e l'analisi strutturale introducendo notevoli semplificazioni. Se la geometria della parete e delle aperture è sufficientemente regolare, è possibile idealizzare una parete muraria mediante un **telaio equivalente**.

Nel modello strutturale a telaio equivalente le pareti dovranno essere schematizzate tramite aste svincolate relativamente ai momenti perpendicolari al loro piano.



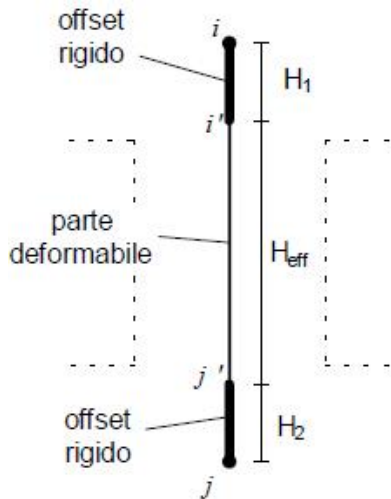
La capacità dei pannelli murari di resistere alle azioni orizzontali è favorevolmente influenzata dalla presenza di forze verticali stabilizzanti. I pannelli sono considerati resistenti alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano; eventuali pannelli murari aventi la base inferiore al 30% dell'altezza verranno schematizzati come bielle. Le pareti saranno comunque verificate anche per le azioni perpendicolari al loro piano, alle quali rispondono come elementi secondari.

I solai saranno considerati come elementi che ripartiscono le azioni tra i muri.

I muri portanti e di controventamento e i solai devono essere efficacemente

collegati tra loro; tale collegamento può essere realizzato mediante cordoli continui in cemento armato lungo tutti i muri, all'altezza dei solai di piano e di copertura.

La formulazione a telaio equivalente può sembrare semplicistica, ma si è rivelata molto efficace e ha il vantaggio di essere nata dall'elaborazione e dallo sviluppo di alcuni concetti presenti nei metodi basati sul "meccanismo di piano", da tempo familiari a molti progettisti: inoltre, le incertezze sui parametri di flessibilità e resistenza del materiale sono tali che è preferibile utilizzare un modello semplice e maneggevole, piuttosto che schematizzazioni analiticamente più sofisticate.



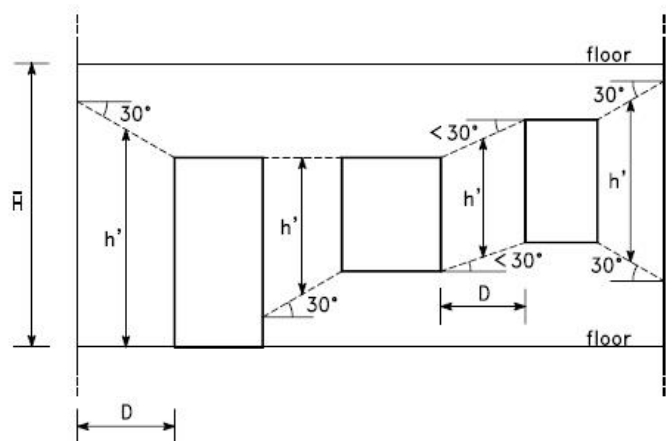
Il telaio equivalente deve rappresentare la scatola muraria, si compone, quindi, di elementi asta, generati però con ben precise proprietà di svincolo interno e con estremi rigidi.

Si suppone, infatti, che un elemento sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, ed eventualmente, in presenza di aperture nella parete, di una o due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento (vedi figura a fianco).

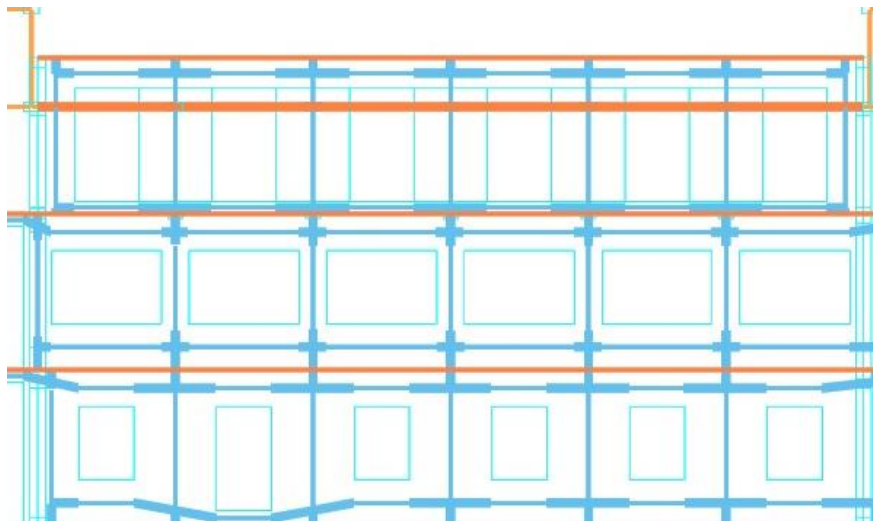
Le proprietà di svincolo interno e, a titolo esemplificativo, le dimensioni degli estremi rigidi, vengono determinate sulla base delle indicazioni contenute nel testo: **"Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura"** (G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio), scaricabile da gndt.ingv.it. L'altezza della parte deformabile o "altezza efficace" dell'asta viene definita

secondo quanto proposto da Dolce nel 1989 (vedi figura a lato), per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo.

In DOLMEN, la generazione di questo modello avviene in modo automatico sulla base delle descrizioni fornite dall'utilizzatore; ciò che ne risulta è una schematizzazione piuttosto semplice e comprensibile, in quanto si compone di elementi usuali, le aste, il cui comportamento è facilmente interpretabile.

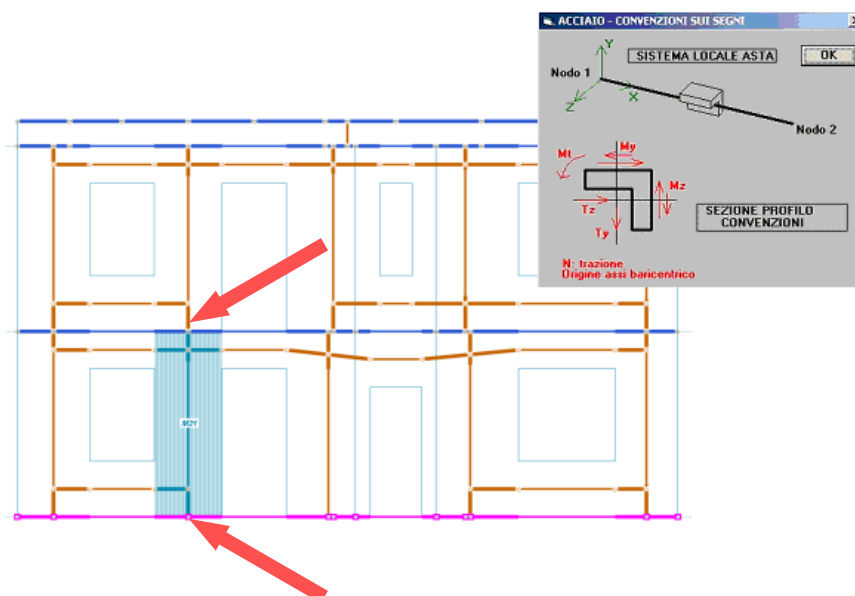


$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} D \frac{(H - h')}{h'} \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$



Tali aste rappresentano elementi maschio, se ad asse verticale, elementi fascia, se ad asse orizzontale.

In generale il maschio murario nasce completamente svincolato alle sue estremità relativamente ai momenti fuori piano, ovvero, secondo le convenzioni di DOLMEN, relativamente ai momenti M_{yy} .

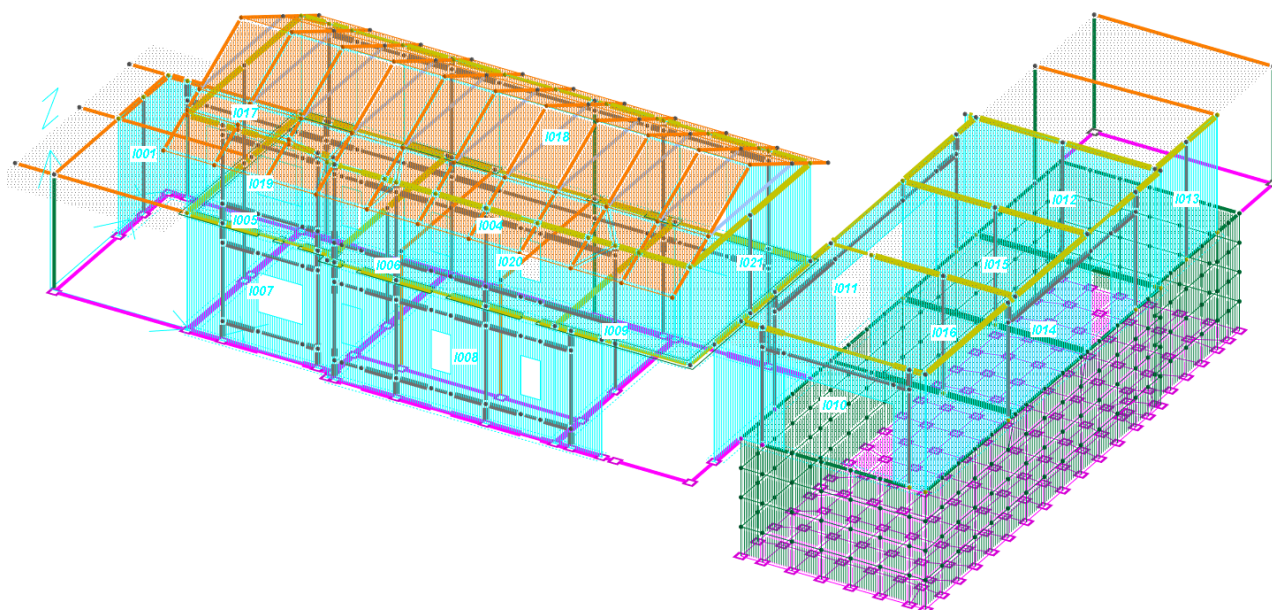


Svincoli aggiuntivi vengono inseriti anche nel caso di pannelli particolarmente snelli, come richiesto dalle NTC 2018, D.M. 17 gennaio 2018. Per tener conto di ciò, infatti, vengono inseriti ulteriori svincoli al momento nel piano, in modo da far sì che il pannello si limiti semplicemente a trasmettere carichi verticali.

È fondamentale il fatto che un modello così creato è per sua natura suscettibile di essere facilmente maneggiabile dal progettista, ad esempio con l'inserimento di altri elementi quali travi in acciaio, solai, travi in cls, tiranti, fondazioni alla Winkler, copertura in legno, ecc.

Nell'immagine di seguito, la scatola muraria è collegata e poggia in parte su un grigliato di travi di fondazione in cls e, parzialmente, su una struttura di cantinato in cls.; la copertura è costituita da capriate in legno.

Il modello generato in automatico può essere, inoltre, caricato in modo del tutto generale, da tutte le varie tipologie di carico definibili in un ambiente di analisi sollecitazioni.



CREAZIONE DEL MODELLO A TELAIO

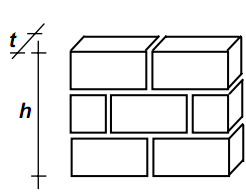
La creazione del modello a telaio avviene sulla base della conformazione della scatola muraria: a tale scopo dovranno innanzitutto essere state definite le caratteristiche e le resistenze del materiale muratura, necessarie per le verifiche. Il tipo di dati da inserire dipende dal fatto che la muratura in oggetto sia nuova o esistente: mentre per la muratura nuova sono richiesti i valori **caratteristici** delle resistenze, per la muratura esistente vengono richiesti i valori **medi** delle resistenze.

La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma consueta per elementi di telaio con deformazione a taglio e necessita per la sua determinazione della definizione del modulo di elasticità normale E , del modulo di elasticità tangenziale G e della geometria della sezione.

La corretta determinazione delle caratteristiche meccaniche del materiale muratura costituisce già di per sé una grossa incognita e, quindi, un buon motivo per scegliere una schematizzazione del comportamento della struttura che sia il più possibile semplice e comprensibile.

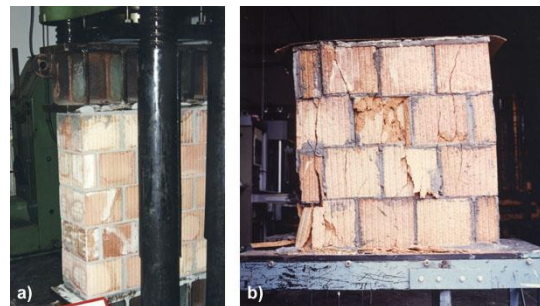
Nel caso di muratura di nuova costruzione, il modulo di elasticità secante della muratura è valutato sperimentalmente eseguendo prove su un numero di muretti che deve essere almeno pari a sei, seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-1:2001. I provini devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame e ognuno di essi deve essere costituito da almeno tre corsi di elementi resistenti e deve rispettare le seguenti limitazioni:

- lunghezza (b) pari ad almeno due lunghezze di blocco;
- rapporto altezza/spessore (l/t) variabile tra 2,4 e 5.


$$\frac{h}{t} = 2.4 \div 5.0$$
$$E = \frac{(0.4 - 0.1)}{(\varepsilon'' - \varepsilon')} f_k$$

$E \approx 1000 f_k$

 \rightarrow $G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \approx 0.4 E$



La confezione è eseguita su un letto di malta e alla base della faccia superiore è finita con uno strato di malta. Dopo la stagionatura di 28 giorni a 20°C, 70% di umidità relativa, prima di effettuare la prova, la faccia superiore di ogni provino viene eventualmente livellata con gesso. Il provino può anche essere posizionato tra due piastre metalliche rettificate, utili per gli spostamenti e per il posizionamento dello stesso nella pressa. Il provino viene, quindi, posto tra i piatti della macchina di prova e si effettua la centratura del carico, quest'ultimo dovrà essere applicato con una velocità di circa 0,50 MPa ogni 20 secondi.

In mancanza di tale determinazione sperimentale, si assumono i seguenti valori:

- modulo di elasticità normale secante $E = 1000 f_k$
- modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0.4 E$

Nel caso di muratura esistente, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione del bene. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni: solo nel caso di murature con blocchi artificiali già di tecnologia moderna, i parametri da utilizzare per le verifiche possono essere derivati dalle indicazioni per la progettazione delle nuove costruzioni in muratura.

Nella circolare del 2019 a commento delle NTC2018, sono riportati, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici. Nel caso in cui la malta abbia

caratteristiche particolarmente scadenti ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici.

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)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(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.

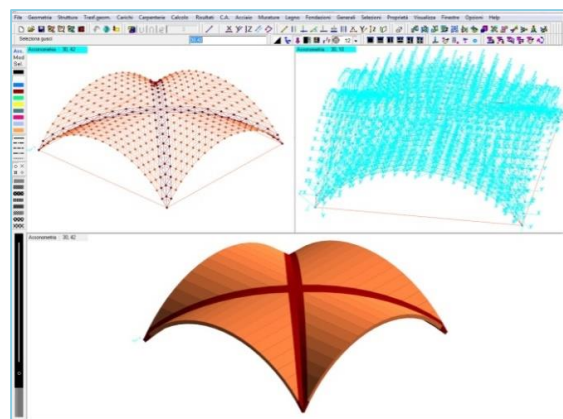
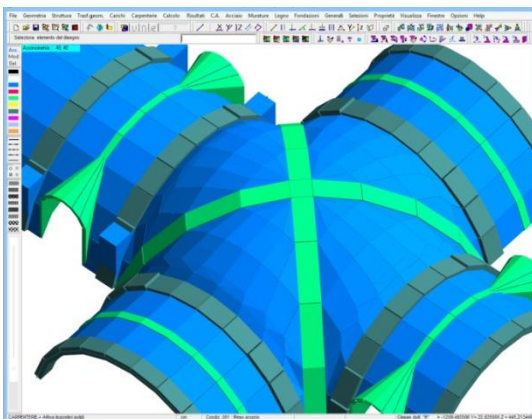
(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

La circolare del febbraio 2019 ha, inoltre, apportato svariate modifiche alle verifiche di resistenza soprattutto a taglio, da effettuarsi nei modelli a telaio, che esamineremo più avanti in dettaglio.

I MODELLI A GUSCIO

Gli elementi finiti di tipo “guscio”, con comportamento sia a piastra che a membrana, sono utilizzabili nel contesto delle murature per modellare e verificare strutture di tipo diverso dalla comune scatola muraria schematizzabile a telaio equivalente, quali ad es. volte, campanili, chiese etc.

in particolare, volendo modellare delle volte, fra gli svariati comandi presenti in DOLMEN per generazione automatica di mesh di vario tipo, c'è una funzione automatica per cui, inserendo i 9 punti su cui poggia la volta e i relativi dislivelli, viene generato in automatico il modello.

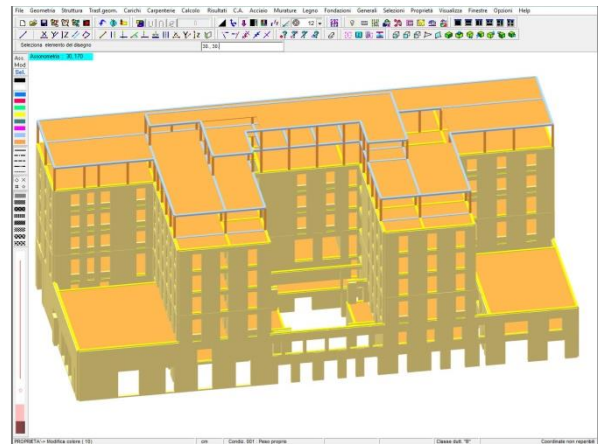
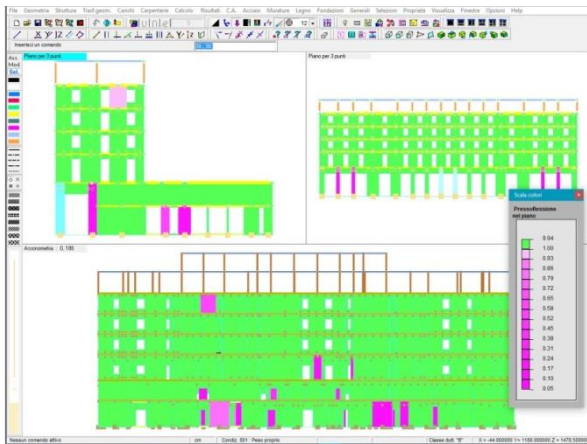


La verifica di elementi murari discretizzati con gusci si basa sull'ipotesi che il materiale abbia un diagramma sforzi-deformazioni di tipo elasto-plastico, con pendenze e valori allo snervamento differenti fra il tratto in compressione e quello in trazione: viene quindi effettuata col porre un limite alla tensioni principali superiori ed inferiori, ovviamente diverso per trazioni e compressioni. Il coefficiente di sicurezza che ne deriva è semplicemente il minore dei rapporti fra il limite ipotizzato e la tensione principale.

VERIFICHE NEI MODELLI A TELAIO

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si dovrà eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura.



Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano)
- presso flessione nel piano del muro,
- taglio per azioni nel piano del muro,
- carichi concentrati,
- flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

$$M \leq M_u$$

Per sezioni rettangolari, il momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

dove:

M_u : momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l : lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

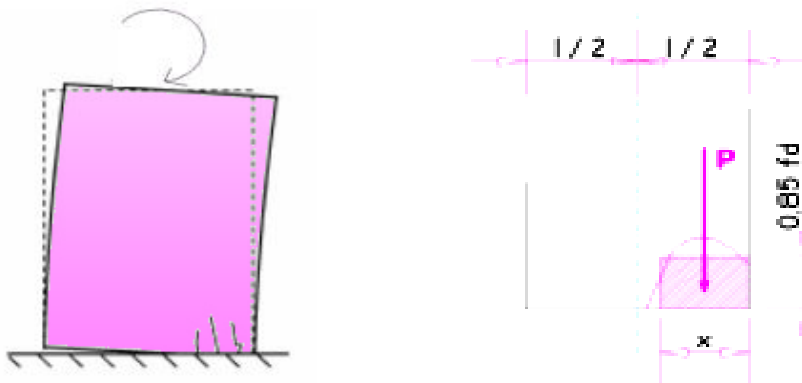
t : spessore della zona compressa della parete

σ_0 : tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

$\sigma_0 = P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione

f_d : resistenza a compressione di calcolo della muratura $\rightarrow f_d = f_k / \gamma_M$

Questa formula si basa sull'ipotesi di materiale muratura non resistente a trazione, con stress-block rettangolare con coefficiente 0,85.



Infatti, scrivendo l'equazione che esprime l'equilibrio alla traslazione, si ha:

$$P = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot t$$

da cui deriva:

$$x = \frac{P}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot t} = \frac{\sigma_0 \cdot l \cdot t}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot t}$$

che, sostituita nella formula di equilibrio alla rotazione, fornisce l'espressione del momento ultimo resistente:

$$M_u = P \left(\frac{l}{2} - \frac{x}{2} \right) = \frac{\sigma_0 \cdot l \cdot t}{2} \left(l - \frac{\sigma_0 \cdot l}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

Con questa ipotesi risulta, per $N \leq 0$, $M_u = 0$.

TAGLIO NEL PIANO - STRUTTURE NUOVE (NTC 2018 - 7.8.2.2.2)

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

in cui:

l' : lunghezza della parte compressa della parete

t : spessore della parete

f_{vd} : dato dall'espressione $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$, dove:

f_{vk} : resistenza caratteristica a taglio della muratura, funzione dello stato di compressione della sezione definito al §4.5.6.1, calcolando la tensione normale media *sulla parte compressa della sezione*:

$$\sigma_n = \frac{P}{l' \cdot t}$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n$$

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di un valore di f_{vklim} , definito al punto 11.10.3.3 delle NTC 2018, strettamente correlato alla resistenza normalizzata a compressione verticale dei blocchi f_b .

Questa formulazione, tipica delle murature nuove, rappresenta una verifica a taglio-scorrimento, ed è applicabile come verifica di taglio-scorrimento, usando i valori medi, anche alle tipologie di murature esistenti per le quali la circolare fornisce un valore di f_{v0} : anche in questo caso il valore limite della f_{vd} è correlato alla resistenza a compressione del blocco f_b .

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$$

in cui f_{vm0} , resistenza media a taglio della muratura, in assenza di determinazione diretta, può essere assunta come:

$$f_{vm0} = f_{vk0} / 0,7$$

Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di $f_{vlim} = f_{vklim} / 0,7$.

Nel caso di strutture di nuova costruzione, le NTC 2018 parlano, quindi, esplicitamente di una *sezione parzializzata* (l'), ma non danno indicazioni su come arrivare a definire la lunghezza della parte compressa della parete.

Un maggiore numero di indicazioni era contenuto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2005 (Paragrafo 5.4.6.2.3), nelle quali la formula del taglio non varia sostanzialmente e la parzializzazione è contenuta nel coefficiente β .

La verifica a taglio per azioni nel piano nel muro si diceva soddisfatta se:

$$V_d \leq V_{Rd} = \beta \cdot A \cdot f_{vd} \quad (5.4.6.6)$$

in cui:

β = coefficiente di parzializzazione della parete, dipendente dall'eccentricità $e = M_d/N_d$

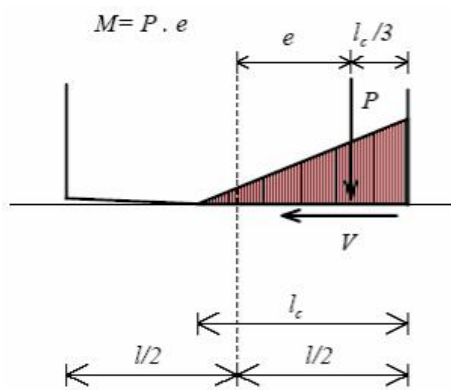
“Vale 1 se $e_i \leq l/6$; se $e \leq 0,22 l$ il suo valore può essere calcolato ipotizzando una distribuzione triangolare delle tensioni.”

Riassumendo quanto dice la Norma, abbiamo tre diversi casi:

a) $e \leq l/6$ → sezione interamente reagente → $\beta=1$

b) $e > l/6$ e $e < 0,22 l$ → ipotesi di distribuzione triangolare delle tensioni

c) $e \geq 0,22 l$ e $e < 0,5 l$ → la Norma non dà suggerimenti



- Nel caso “b” si ha:

$$M = N \left(\frac{L}{2} - \frac{x}{3} \right)$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{x}{3} = \frac{L}{2} - \beta \frac{L}{3}$$

$$\text{e quindi } \beta = 3 \left(0,5 - \frac{e}{L} \right)$$

- Nel caso “c”: non è indicato come ci si deve comportare → ipotizziamo che al limite di $e = l/2$ si passi a una distribuzione “flat” delle tensioni.

$$M = N \left(\frac{L}{2} - \frac{x}{2} \right)$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{x}{2} = \frac{L}{2} - \beta \frac{L}{2}$$

$$\beta = 2 \left(0,5 - \frac{e}{L} \right) \rightarrow \text{nel calcolo di } \beta \text{ uso un coefficiente che varia linearmente da 3 (0.22) a 2 (0.5)}$$

TAGLIO NEL PIANO - STRUTTURE ESISTENTI - C8.7.1.5

Con la circolare 2019 è stato definito in modo più circostanziato il comportamento a taglio delle murature esistenti.

In particolare, per i maschi murari vengono presi in considerazione i meccanismi di rottura per

- taglio- scorrimento
- taglio per fessurazione diagonale

e si effettua una ben precisa distinzione fra le murature a *tessitura regolare* e quelle a *tessitura irregolare*.

Per quanto riguarda il taglio-scorrimento, possiamo ragionevolmente pensare che questa verifica sia richiesta solo per quelle tipologie di murature a *tessitura regolare* per le quali la circolare fornisce una stima della f_{v0} .

Per il taglio con fessurazione diagonale, per le murature a *tessitura irregolare* è ancora valida la formula che valuta la resistenza a taglio in funzione della τ_0 :

$$V_t = l \cdot t \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau}} = 1 \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (C8.7.1.16)$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione
 $\sigma_0 = P/l t$, con P forza assiale agente, positiva se di compressione

- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base e altezza del pannello.
 - b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.
- Per le murature a tessitura regolare è possibile utilizzare in alternativa la formula:

$$V_t = \frac{lt}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{lt}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu\phi} + \frac{\mu}{1 + \mu\phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad (C8.7.1.16)$$

dove fra i vari parametri compare un coefficiente di ingranamento murario ϕ , definito come rapporto fra l'altezza del blocco e la lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due corsi successivi, parametro che può quindi essere stimato tramite il rilievo della tessitura dell'elemento murario.



E' importante notare che al valore così calcolato viene posto un limite correlato alla tensione normale media sulla sezione e, nuovamente, alla resistenza a compressione del blocco:

$$V_{t,lim} = \frac{lt}{b} \frac{f_{btd}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{btd}}}$$

PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

4.5.6.2 e circolare - C4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Le NTC2018 propongono un metodo semplificato in cui la resistenza a compressione della muratura, per l'effetto combinato di eccentricità trasversali del carico e per effetti geometrici del secondo ordine, è ulteriormente ridotta da un coefficiente Φ .

$$N_d \leq \Phi \cdot f_d \cdot t \cdot l$$

dove:

- N_d è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica
- Φ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, definito dalla seguente tabella (4.5.III) delle NTC 2018, in funzione della snellezza convenzionale λ , espressa come: $\lambda = h_0/t$

dove:

- o h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo

$$h = \rho \cdot h$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano; ρ assume il valore 1 per muro isolato oppure i valori indicati nella tabella successiva, quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $0,3 h$, posti ad interasse a .

h/a	ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

- o t è lo spessore della parete

Il coefficiente Φ è espresso anche in funzione del coefficiente di eccentricità m , definito come:

$$m = 6e/t \quad (\text{equazione 4.5.7})$$

essendo e l'eccentricità totale.

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m = 6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	
20	0,53	0,36	0,23		

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. È opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di un'eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali. Tale eccentricità longitudinale può essere dovuta alle modalità con cui i carichi verticali sono trasmessi al muro, oppure alla presenza di momenti nel piano del muro dovuti, ad esempio, alla spinta del vento nel caso di parete di controvento.

La circolare precisa che è necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni, e fornisce un metodo semplificato per questa valutazione, che consiste nell'applicazione di un ulteriore coefficiente Φ_1 , ottenuto dalla tabella precedente ponendo $\lambda = 0$ ed $m = 6e_1/l$, per cui si ottiene:

$$N_d \leq \Phi \Phi_1 f_d t$$

Le eccentricità possono essere determinate convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

c) eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a \quad \text{per le verifiche nelle sezioni di estremità} \quad [4.5.11]$$

$$e_2 = e_1/2 + |e_v| \quad \text{per le verifiche nella sezione di max momento}$$

In ogni caso deve risultare:

$$e_1 \leq 0,33 \cdot t$$

$$e_2 \leq 0,33 \cdot t$$

Nelle sezioni di estremità diamo maggior importanza ai pesi eccentrici nella costruzione e alle imperfezioni geometriche. Nella sezione di mezzera prendiamo in conto anche l'azione di eventuali carichi orizzontali non sismici, quali potrebbe essere il vento.

SISMICA FUORI PIANO [NTC 2018 - 7.8.1.5.2]

Mentre la verifica a pressoflessione laterale si preoccupa che, nel caso *statico*, eventuali eccentricità dei carichi in direzione perpendicolare al piano del pannello stesso non riducano in modo eccessivo la capacità portante del pannello stesso, la verifica *sismica* fuori piano ha, ovviamente, il compito di valutare la resistenza del pannello alle azioni di tipo sismico.

Dal momento che, nel modello a telaio, i pannelli costituenti la struttura hanno funzione di controvento nei confronti dei carichi orizzontali agenti nel loro piano, e sono svincolati ai momenti dovuti a forze perpendicolari al loro piano, ammettiamo che, nei confronti del sisma in direzione ad essi perpendicolare, essi si comportino come elementi *secondari*, e come tali vadano verificati.

“Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a $S_a \gamma / q_a$ volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a $S_a \gamma / q_a$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma.”

Verifichiamo, quindi, i pannelli murari, applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come nella valutazione degli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale.[7.2.3]

$$F_a = S_a \frac{W_a}{q_a} \quad (7.2.1)$$

dove

F_a : forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole

W_a : peso dell'elemento

S_a : accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

q_a : fattore di struttura dell'elemento

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

dove:

α : rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g

S : coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1

T_a : è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale

T_1 : periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata

Z : è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2)

H : è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di α_s .

FASCE DI PIANO: LA VERIFICA

Nelle NTC2018 vengono fornite delle formule per la verifica delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria che tengono conto del fatto che, nel classico modello a telaio con l'ipotesi di telai infinitamente rigidi nel piano, l'azione assiale nelle fasce non è deducibile dal modello di calcolo.

Per questo motivo, nelle murature in generale, le formule di verifiche prescindono dall'azione assiale, e prevedono, come resistenza associata al meccanismo di pressoflessione, un momento ultimo M_u valutato come

$$M_u = H_p \cdot h/2 \left[1 - \frac{H_p}{0,85 f_{hd} \cdot h \cdot d} \right] \quad [7.8.5]$$

per il calcolo del quale è richiesta la stima di una resistenza a compressione della muratura in direzione orizzontale.

La Norma non fornisce tabelle né indicazioni di massima relative al parametro f_{hd} , necessario ai fini della verifica delle fasce di piano. Qualche idea ci viene fornita dalle "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP", al punto 4.2.3, dove consiglia, di utilizzare come valore orientativo della resistenza a compressione orizzontale, il 50% della resistenza a compressione verticale.

Per quanto concerne la verifica a taglio, la capacità a taglio può essere calcolata in modo semplificato come valore minimo fra V_t e V_p dove:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0} \quad [7.8.4]$$

dove:

h : è l'altezza della sezione della trave

f_{vd0} : è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore

e

$$V_p = 2 \frac{M_u}{l} \quad [7.8.6]$$

Nel caso delle murature esistenti la circolare definisce come possibili meccanismi di rottura nel piano

- la pressoflessione

- il taglio per fessurazione diagonale

Per la pressoflessione, in presenza di elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli) accoppiati alla fascia, è possibile fare riferimento alla formula [7.8.5]. Tuttavia, dato che in essa compare un valore H_p , minimo fra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente (dato non facilmente valutabile) ed il valore $0.4 f_{nd} h t$, la circolare ci fornisce anche una valutazione alternativa data da un dominio di pressoflessione dove la resistenza a compressione è quella in direzione orizzontale, la resistenza a trazione è data dalla [C8.7.1.15]

$$f_{ftd} = \min\left(\frac{f_{btd}}{2}; f_{v0d} + \frac{\mu\sigma_y}{\phi}\right) \quad (\text{dove } f_{btd} \text{ è la resistenza a trazione del blocco, } f_{btd} = 0.1 f_b)$$

e il momento resistente viene valutato in corrispondenza di $N=0$.

Per il taglio, la resistenza è valutabile, come per i maschi murari, secondo la

$$V_t = l \cdot t \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau}} = 1 \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

ponendo in essa $\sigma_0 = 0$, o in analogia a quanto visto per i maschi murari, secondo la corrispondente formula per le murature a tessitura regolare, avendo sempre posto $\sigma_0 = 0$

E' importante ricordare che in tutte queste verifiche i valori medi stimati delle resistenze andranno poi divisi per γ_M e FC, ovvero per il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, e per il fattore di confidenza [8.5.4], per tener conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Il legame tra fattore di confidenza e livello di conoscenza è presente nella circolare relativa alle NTC 2018 [C8.5.4].

PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO DI RINFORZO

Terminata l'analisi e la verifica degli elementi costituenti la scatola muraria, alcuni elementi potrebbero risultare non verificati e necessitare quindi di un rinforzo.

In generale l'intervento deve essere mirato, tale cioè da colmare le carenze strutturali dell'elemento murario, ed è quindi fondamentale conoscere tali carenze.

Nella pratica progettuale abbiamo 2 strategie principali di rinforzo murature: possiamo cioè agire a lato sollecitazioni o a lato resistenze.

Con la strategia "tirante-puntone" agiamo a lato sollecitazioni, ovvero cerchiamo di creare un meccanismo che supplisca alle carenze della muratura, inserendo un materiale in grado di resistere a trazione, e disponendo questo materiale in modo che possa assorbire le trazioni, creando così un meccanismo di tipo tirante-puntone. Questa strategia è tipica dei rinforzi con FRP, così come degli FRCM e dei CRM.

La strategia però di uso più comune è quella che agisce a lato resistenze, utilizzando metodi di ripristino che modificano le caratteristiche del materiale (iniezioni di miscele leganti, diatoni artificiali, cucitura con trefoli, consolidamento con intonaco armato). Dal punto di vista del calcolo si traducono in un moltiplicatore delle caratteristiche meccaniche (E, G) e delle resistenze (f_{md} , f_{nko} o τ_0). Un esempio di questa strategia è il cosiddetto «reticolato di ristilature armate», più noto come reticolatus, sovente applicato su edifici aulici perché non modifica in modo visibile l'aspetto visivo: ma il capostipite di questa strategia è l'ordinario "betoncino", e la sua evoluzione, la rete in fibra di vetro.

RINFORZO GENERICO

Le istruzioni per l'applicazione delle NTC 2018 consentono, al punto C.8.5.3.1, di rappresentare un intervento di consolidamento generico, che sia intonaco armato o iniezioni di miscele leganti, per il tramite di due differenti moltiplicatori, l'uno applicato alle caratteristiche di resistenza (f , τ_0 ed f_{v0}), l'altro ai moduli elastici (E e G).

RETI ELETTRICALI, CRM GENERICI

DOLMEN propone anche una formulazione del tutto generica per la rappresentazione di rinforzi quali il betoncino armato o il generico CRM (Composite Reinforced Mortar, tecnica di intervento attraverso rinforzi a base fibrosa preformati quali ad es. le fibre di vetro e malte inorganiche).

Si è ipotizzato che il miglioramento delle caratteristiche dell'elemento murario rinforzato sia dovuto alla combinazione di due differenti meccanismi:

- a **muratura armata**, con armatura uniformemente distribuita avente resistenza a compressione nulla e legge costitutiva di tipo elastico-fragile: per questo meccanismo si ipotizza di assegnare alle resistenze del materiale della rete un congruo coeff. di riduzione (detto in DOLMEN γ_{modello}) da applicare alla tensione di snervamento della rete per ottenerne la resistenza di calcolo, riassuntivo delle notevoli incertezze su questo tipo di meccanismo.
- per **confinamento**, attivabile solo se l'intonaco armato è presente su ambedue le facce, e riassumibile in un miglioramento delle caratteristiche di resistenza del materiale muratura.

La definizione di γ_{modello} nasce dalla considerazione che, a differenza di un'armatura vera e propria, il rinforzo in generale (reti e betoncini compresi) non è annegato nella muratura ma semplicemente disposto al di sopra di essa, a volte semplicemente come qualcosa di «incollato», a volte bloccato con connettori a L (per le reti in fibra di vetro): tutto ciò comporta un limite alla sua collaborazione con la muratura, dipendente non dalla resistenza del rinforzo stesso, ma dal suo distacco dal supporto, ovvero da problemi di delaminazione, ed è per questo motivo che la sua curva caratteristiche sforzi-deformazioni viene affetta da un coefficiente riduttivo e presenta una rottura di tipo fragile, che in realtà sta a rappresentare lo scollamento del rinforzo dal supporto .

RINFORZI IN TESSUTI MONODIREZIONALI IN FRP

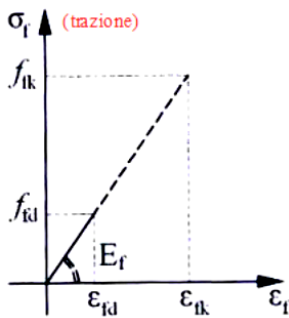
L'utilizzo di **FRP (Fiber Reinforced Polymer)** viene sempre più considerato per il rinforzo e la riparazione di elementi murari portanti (muri, volte, pilastri) in edifici esistenti. L'intervento si basa sull'incollaggio di tessuti costituiti da materiali fibrosi ad elevata resistenza meccanica, applicati sul supporto murario mediante resine di varia natura. La facilità esecutiva della tecnica e l'efficacia del tipo di rinforzo nel sopperire alla carente resistenza a trazione della muratura consentono di realizzare sistemi caratterizzati da limiti di resistenza molto più elevati della muratura tradizionale e da un comportamento a rottura meno fragile.

Il sistema proposto consiste nell'applicazione di strisce di FRP di determinata larghezza mediante apposite resine (nella fattispecie di tipo epossidico), con diverse finalità (regolarizzazione della superficie del supporto, adesione e protezione del fibrorinforzato). I materiali componenti il rinforzo vengono disposti per strati successivi, previa livellatura e pulitura superficiale della muratura nell'area di applicazione; l'efficacia dell'intervento è, infatti, strettamente legata all'adesione del sistema muratura-fibra, al fine di consentire l'attivazione del contributo del rinforzo solidalmente alla muratura.

“Nel rinforzo di paramenti murari mediante applicazione di lamine o tessuti di materiale composito il ruolo dell'aderenza tra muratura e composito è di grande importanza, poiché la crisi per perdita di aderenza del rinforzo è un modo di rottura fragile e, quindi, indesiderabile. Infatti, in un dimensionamento strutturale che segua il criterio di gerarchia delle resistenze, il meccanismo di rottura fragile per perdita di aderenza del rinforzo non dovrebbe mai precedere l'entrata in campo inelastico per compressione della muratura stessa.”

Il testo fondamentale di Normativa in materia di interventi di rinforzo di strutture, e dal quale abbiamo tratto la frase precedente, è costituito dalle **“Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP”** (Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale Consiglio Superiore LL PP).

Il principio di base della progettazione dell'intervento è in particolare riassunto in una frase di fondamentale importanza: “La progettazione degli interventi di rinforzo deve essere generalmente mirata ad assicurare uno stato di **trazione nei rinforzi di FRP**. Infatti, i rinforzi di FRP soggetti a compressione non sono generalmente in grado di incrementare le prestazioni delle murature, in quanto, a parità di contrazione, la risultante degli sforzi di compressione a carico della muratura prevale solitamente di gran lunga su quella a carico del composito fibrorinforzato, a causa della notevole differenza di area tra la muratura compressa ed il rinforzo. Inoltre, i rinforzi compressi sono soggetti a possibile delaminazione per instabilità locale.”

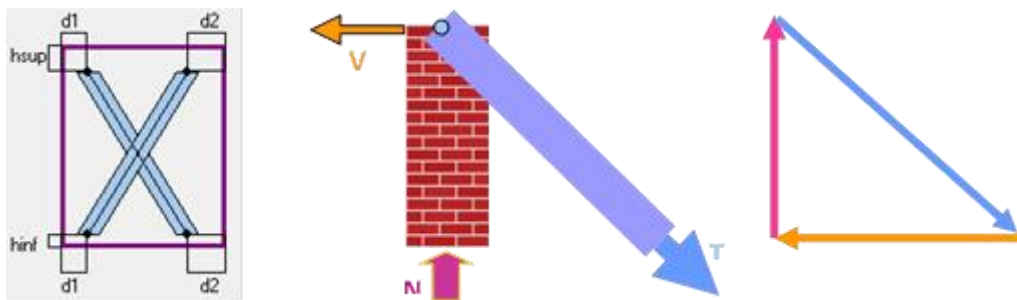


Dobbiamo quindi realizzare una collaborazione tra due differenti materiali, sotto le ipotesi:

- a lato **rinforzo**, di materiale in grado di rispondere unicamente a **trazione**, con legame costitutivo sforzi-deformazioni con ottima approssimazione elastico lineare sino a rottura.
- a lato **muratura**, di materiale avente resistenza nulla a trazione e avente a **compressione** un legame costitutivo sforzi-deformazioni rappresentabile con una bilatera

A titolo esemplificativo, vediamo il principio su cui si basano i rinforzi per solo taglio di pannelli tozzi.

In assenza di rinforzi atti ad assorbire la trazione indotta dalla flessione, è bene disporre i rinforzi a taglio lungo le diagonali, in accordo alle linee guida nazionali.



A seconda del verso dell'azione sismica, si attiverà l'una o l'altra delle due sottostrutture descrivibili tramite uno schema a traliccio resistente.

Il meccanismo di risposta alle sollecitazioni esterne del complesso muratura - FRP è quindi un meccanismo di tipo tirante - puntone. Inoltre, dato che il rinforzo FRP ha un comportamento di tipo fragile, ovvero elastico - lineare sino a rottura, dobbiamo cercare di far sì che la crisi del complesso muratura - FRP si abbia per plasticizzazione della muratura compressa, e non per rottura dell'FRP o per delaminazione, in modo da assicurare duttilità alla struttura.

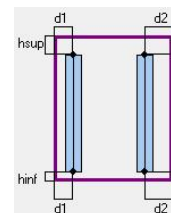
Ne consegue che il tipo di intervento è fortemente dipendente dalla problematica riscontrata sul singolo pannello, dato che questo meccanismo si deve attivare per colmare le lacune specifiche della struttura.

Abbiamo quindi necessità di una diagnostica chiara del motivo per il quale il pannello entra in crisi, in modo da poter disporre rinforzi congrui alla problematica riscontrata. In DOLMEN questo tipo di diagnostica viene fornito sia da visualizzazioni per mappe di colore della verifica strutturale, sia da una relazione riassuntiva delle problematiche riscontrate.

POSSIBILI DISPOSIZIONI DEGLI FRP -DATI IDENTIFICATIVI

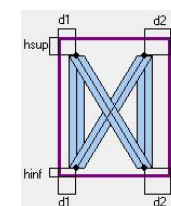
Rinforzi per solo taglio su pannelli tozzi

- Tipo del materiale del rinforzo e numero di strati con cui viene applicato
- Distanze d_1 , d_2 , h_{sup} e h_{inf} dai bordi del pannello murario
- Si richiede di specificare se il rinforzo è disposto su ambedue le superfici



Rinforzi per sola presso flessione

- Tipo del materiale del rinforzo e numero di strati con cui viene applicato
- Distanze d_1 , d_2 , h_{sup} e h_{inf} dai bordi del pannello murario
- Si richiede di specificare se il rinforzo è disposto su ambedue le superfici



Rinforzi per taglio e pressoflessione su pannelli tozzi

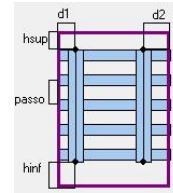
Si fa la distinzione tra i rinforzi a flessione (verticali) e i rinforzi a taglio (diagonali):

- Tipo del materiale del rinforzo e numero di strati con cui viene applicato
- distanze d_1 , d_2 , h_{sup} e h_{inf} dai bordi del pannello murario
- Si richiede di specificare se il rinforzo è disposto su ambedue le superfici

Rinforzi per taglio e pressoflessione su pannelli snelli

Si fa la distinzione tra i rinforzi a flessione (verticali) e i rinforzi a taglio (orizzontali).

- Tipo del materiale del rinforzo e numero di strati con cui viene applicato
- Distanze d_1 , d_2 , h_{sup} e h_{inf} dai bordi del pannello murario
- Passo di disposizione dei rinforzi orizzontali
- Si richiede di specificare se il rinforzo è disposto su ambedue le superfici



FRCM SECONDO CNR DT215

I sistemi FRCM derivano dalla combinazione tra reti o fasce di varia natura (fibra di vetro, basalto o acciaio) inglobati in matrici inorganiche, malte a calce o cementizie, da applicare con uno spessore massimo di 15 mm. Si differenziano dai CRM per lo spessore più ridotto del rinforzo, e per il passo minore (inferiore ai 3 cm) delle reti, e le formule per la valutazione del loro apporto alla resistenza della muratura sono date dalle Linee Guida del CNR, le CNR DT 215.

La valutazione della resistenza a pressoflessione viene valutata ipotizzando un meccanismo a muratura armata, nel quale il rinforzo interviene fornendo una resistenza a trazione $\sigma_{lim,conv}$: questa $\sigma_{lim,conv}$ è un valore convenzionale, che rappresenta la resistenza del sistema di rinforzo ricavata mediante prove di distacco da supporti convenzionali e come tale è dipendente dal tipo di supporto. Viene fornita dal produttore, come valore caratteristico, determinato tramite le prove di distacco dal supporto su più tipologie di materiali: ha quindi il compito di rappresentare in modo semplificato le problematiche collegate ai fenomeni di distacco/delaminazione.

Una particolarità molto interessante delle formulazioni delle CNR DT 215 è la presa in conto esplicita del rinforzo su una sola faccia: le Linee Guida quantificano infatti un coefficiente di riduzione ben preciso per questo caso.

RETI GFRP FIBRENET

Si tratta di un sistema CRM con reti in fibre di vetro. Le citiamo a parte perché l'azienda produttrice ha realizzato una vasta campagna di prove sperimentali dalla quale ha desunto alcune formulazioni per il calcolo della resistenza della muratura rinforzata che sono state recepite e implementate dal programma DOLMEN.

FASCIATURE PER CONFINAMENTO PANNELLI

Sono utilizzate soprattutto nei casi in cui la necessità del rinforzo è dovuta a un cambio di destinazione d'uso, con conseguente incremento dei carichi verticali. In generale infatti il rinforzo viene applicato ai soli fini sismici, in strutture giunte sino a noi in buone condizioni di conservazione, ma non pensate per i carichi sismici.

In questo caso invece il rinforzo ha il compito di incrementare la resistenza nei confronti dello sforzo normale centrale, e le formule che regolano l'applicazione sono contenute nelle CNR DT200 e DT215

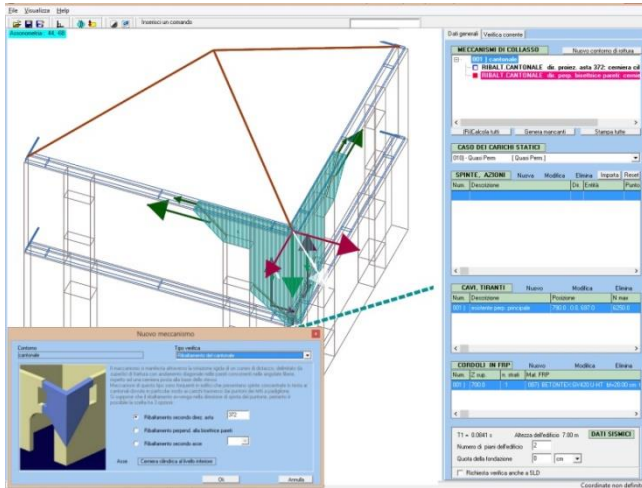
CUCITURE ATTIVE (METODO CAM) BIDIREZIONALI E PER CONFINAMENTO



L'elemento principe del Sistema CAM® è il nastro metallico ad alte prestazioni che, chiuso su se stesso attraverso degli elementi di giunzione, realizza delle cerchiature in tensione che opportunamente disposte sulle strutture inducono un confinamento tridimensionale attivo che tende a riportare lo stato tensionale del materiale ad una configurazione di tipo idrostatico. Sulle strutture in muratura tali cerchiature sono sempre connesse tra di loro attraverso degli elementi specifici del Sistema CAM® (le piastre imbutite), pertanto oltre all'azione di confinamento realizzano dei collegamenti tra gli elementi strutturali del fabbricato particolarmente efficaci grazie alle alte prestazioni meccaniche del nastro ed all'effetto diffuso delle maglie CAM®.

I MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Quando effettuiamo le usuali verifiche del cap.7 delle NTC stiamo ipotizzando che la scatola muraria funzioni correttamente come tale, ovvero che siano soddisfatte le ipotesi di orizzontamenti schematizzabili come piano rigido, che sia stata realizzata un'adeguata cucitura con cordoli e che, quindi, i singoli pannelli lavorino correttamente nel loro piano. Tuttavia, in presenza di particolari condizioni, nelle murature esistenti (perché si suppone che quelle nuove siano costruite secondo le richieste di Normativa), questo funzionamento non è garantito e le forze di inerzia orizzontali legate al sisma possono essere causa di rotture per meccanismi dovuti a un'errata realizzazione della scatola muraria. Il/i meccanismo/i di rottura verso i quali verificare la struttura vanno individuati sulla base di un esame della situazione.



In queste verifiche locali, oggetto della verifica è una porzione isolata della struttura, individuata sulla base di sconnessioni, presenti o potenziali. Dall'edificio viene quindi isolata una porzione di solido di muratura portante, considerato come **corpo rigido** per il quale studiare quale moltiplicatore delle forze inerziali attiva il **meccanismo di collasso** ipotizzato: questo moltiplicatore viene confrontato con quello dovuto all'azione sismica. Nell'ambiente di verifica dei cinematismi verranno poi individuati, all'interno della porzione di struttura importata, dei corpi rigidi definiti ritagliando dei contorni di rottura. Nell'analisi, si considererà nulla la resistenza a trazione della muratura, e infinita la resistenza a compressione della stessa. I corpi rigidi così definiti

potranno ruotare o scorrere fra loro, secondo il meccanismo di verifica impostato. Per ogni meccanismo verrà valutato, applicando il Principio dei Lavori Virtuali, il moltiplicatore dei carichi λ che ne comporta l'attivazione.

DOLMEN applica ai corpi rigidi oggetto di valutazione le azioni esercitate su essi, ovvero i pesi propri dei blocchi, i carichi verticali portati dagli stessi e un sistema di forze orizzontali proporzionale ai carichi verticali portati, rappresentanti le inerzie dovute al sisma, con massimo coefficiente di proporzionalità l'incognita λ

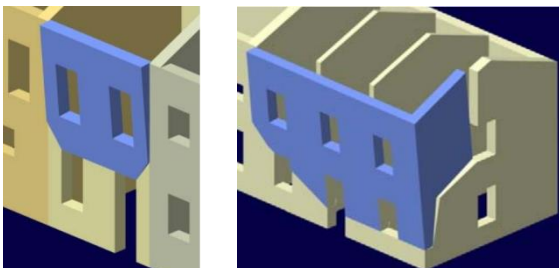
Alle informazioni generate in automatico l'utente potrà aggiungere delle spinte, vale a dire delle forze definite direttamente tramite intensità, direzione, verso e punto di applicazione.

Altri elementi che influenzano pesantemente questo tipo di verifiche, sono eventuali "CAVI o TIRANTI" e i "CORDOLI in FRP": questi ultimi, nel caso di cerchiatura completa, possono intervenire sino al limite della loro tensione di rottura, ben maggiore del limite della tensione di delaminazione, ovvero del limite correlato al distacco dal supporto.

Il moltiplicatore delle forze d'inerzia che attiva il meccanismo di collasso dovrà essere confrontato con l'accelerazione dovuta al sisma, ovvero con la domanda sismica: se il moltiplicatore calcolato è negativo, significa che le azioni ribaltanti sono maggiori di quelle stabilizzanti già in assenza di sisma.

Fondamentale è l'individuazione del possibile meccanismo di collasso da verificare, DOLMEN riconosce cinque categorie di possibili meccanismi di collasso, ovvero di modelli cinematici per l'analisi, che vengono descritti di seguito.

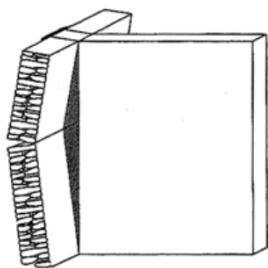
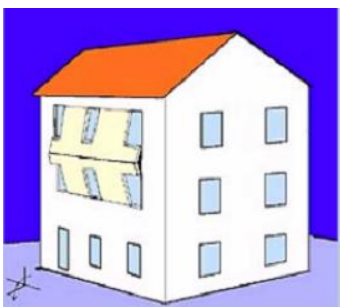
RIBALTAMENTO SEMPLICE O COMPOSTO



In assenza di cordoli o catene ai piani, e soprattutto in assenza di collegamento alle pareti ortogonali, o in presenza di lesioni nelle pareti ortogonali, e/o di spinte non contrastate sulla parete, potrebbe attivarsi un meccanismo di ribaltamento, semplice o composto. Il meccanismo consiste di una rotazione rigida di porzioni di parete, o dell'intera parete, attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base del solido interessato dal cinematismo.

Se al ribaltamento della parete, o di porzione di essa, si accompagna il trascinarsi di parte delle pareti di spina (cioè se il contorno di rottura non giace tutto su uno stesso piano), siamo in presenza di un ribaltamento composto. In ambedue i casi il PdLV si traduce in una semplice equazione di equilibrio al ribaltamento nella direzione ortogonale alla parete principale, con incognita il coefficiente moltiplicatore delle forze d'inerzia. Per DOLMEN vengono unificati nella categoria del ribaltamento composto anche i meccanismi classificati nelle schede *reluis* come ribaltamento composto di cuneo diagonale e a doppia diagonale, dato che la parte di contorno sulle pareti di controvento può avere forma qualsiasi.

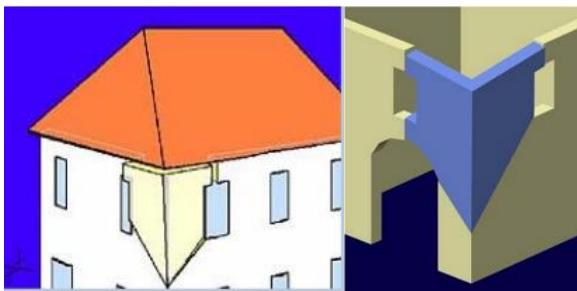
FLESSIONE VERTICALE DI PARETE



Questo cinematismo si può manifestare se la tesa muraria risulta trattenuta agli estremi mediante efficaci vincoli di connessione con gli orizzontamenti, e riceve delle spinte orizzontali localizzate. Se il collegamento alle pareti ortogonali è carente, si crea una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi.

RIBALTAMENTO DEL CANTONALE

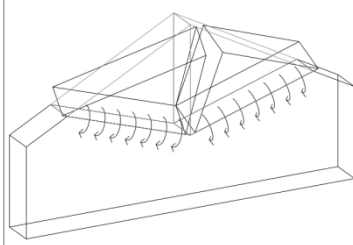
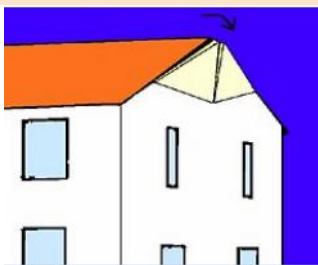
Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti all'angolo, rispetto ad una cerniera posta alla base del solido.



Questo meccanismo è tipico di edifici in cui siano presenti spinte concentrate in testa ai cantonali dovute ai carichi trasmessi da tetti a padiglione. Si ammette in generale che il ribaltamento possa avere per direzione la componente orizzontale della spinta del puntone e si possono presentare tre opzioni:

- ribaltamento secondo direzione asta: la direzione del ribaltamento diventa la componente orizzontale della direzione dell'asta;
- ribaltamento secondo la bisettrice pareti: in generale i puntone dei tetti a padiglione hanno più o meno questa direzione;
- ribaltamento secondo gli assi coordinati.

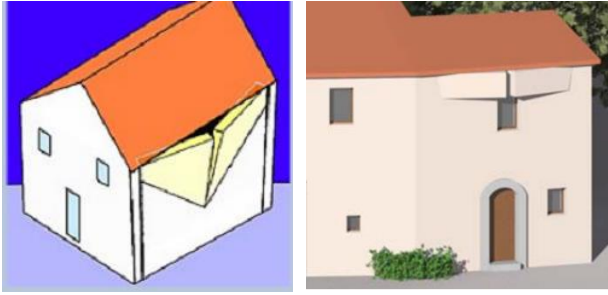
RIBALTAMENTO DEL TIMPANO



Questo tipo di cinematismo è in genere provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura. La presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni diventa in fase sismica causa di spinte elevate, che possono determinare il distacco di elementi cuneiformi: questi macroelementi tenderanno a ruotare ciascuno attorno ad un'asse costituito da una cerniera

cilindrica obliqua, scorrendo nel contempo verso l'alto lungo gli assi.

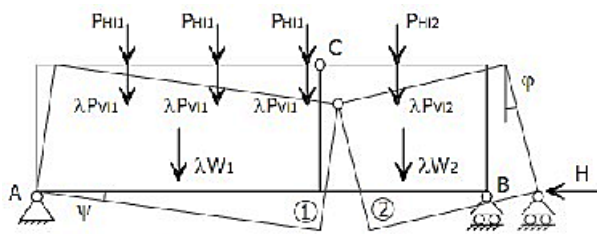
FLESSIONE ORIZZONTALE NON EFFICACEMENTE CONFINATA



In generale, il meccanismo di flessione orizzontale si manifesta in pareti vincolate a muri ortogonali, solitamente in presenza di coperture spingenti e mal collegate in sommità, e si traduce nella formazione di cunei di distacco che ruotano rigidamente intorno a cerniere cilindriche.

Se la parete di facciata non risulta efficacemente confinata nei confronti degli spostamenti nel suo piano (ad es. perché appartiene ad edifici isolati o d'angolo) l'allontanamento dei muri di controvento determina un'instabilità che porta

ad una rotazione di due macroelementi attorno a cerniere cilindriche pressoché verticali poste agli estremi dei macroelementi.



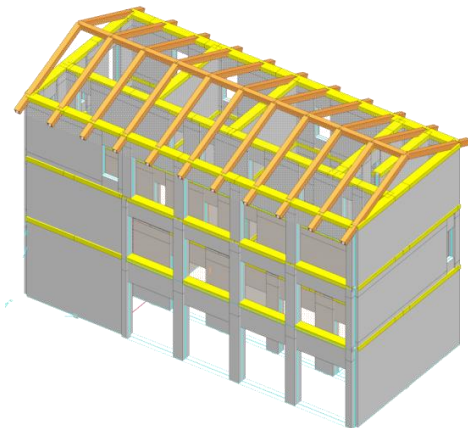
Lo schema statico del PdLV diventa così (visto dall'alto) uno schema cerniera-carrello, ove il carrello è rappresentativo dell'insufficiente confinamento offerto dai muri di controvento. Occorre valutare la forza limite H , rappresentativa della resistenza offerta dalla parete di controvento.

CALCOLO DELL'INDICE DI VULNERABILITÀ

Si parte da una struttura già calcolata, avendo seguito il classico iter di calcolo dell'azione sismica e di creazione delle condizioni di carico, per cui sulla struttura agisce il 100% dell'azione sismica. Si vuole ricercare l'aliquota di azione

sismica che la struttura è in grado di sopportare (ζ_E , vedi NTC18 cap. 8.3). Proviamo arbitrariamente a vedere cosa accade diminuendo l'azione sismica, partiamo da un'ipotesi iniziale del 10%. Per fare ciò occorre modificare il coefficiente di amplificazione delle singole condizioni sismiche all'interno dei casi di carico già creati: nel caso SLU con sisma X principale il coefficiente applicato al sisma X passa da "1" a "0.1", quello applicato al sisma Y passa da "0.3" a "0.03"; viceversa per il caso di carico SLU con sisma Y principale.

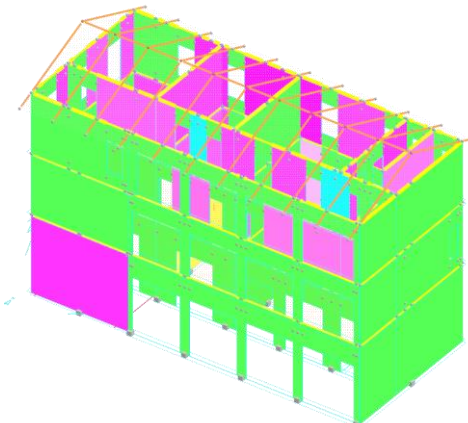
Eseguiamo la verifica della muratura con i nuovi casi SLU con sisma ed andiamo ad aggiornare i risultati.



Nel caso in cui siano presenti maschi murari non verificati (colore ≠ verde) conviene, prima di accettare la % di sisma ipotizzata come "soglia massima" sopportabile dalla struttura, provare a simulare un assestamento della struttura tramite una routine automatica che aumenta, della percentuale richiesta, il grado di svincolo dei pannelli non verificati nel piano e riesegue il calcolo delle sollecitazioni e dei casi.

A questo punto si procede iterativamente aumentando la percentuale massima di sisma agente fino a trovare la massima aliquota sopportabile dalla struttura.

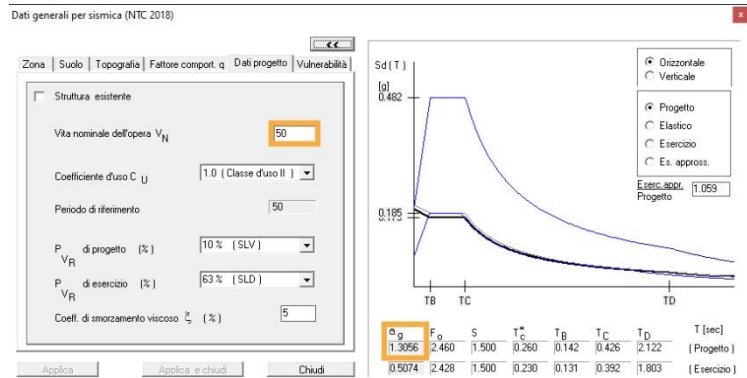
Si ricava, dopo alcune iterazioni, che la massima percentuale di sisma tollerabile per questa struttura esistente in muratura è pari ad esempio al 70% (tramite ulteriori step di calcolo con passo più raffinato è possibile avvicinarsi sempre di più alla reale percentuale di sisma sostenibile).



Pertanto l'indice di vulnerabilità sismica in termini di accelerazione è 0.70.

Per la valutazione dell'indice di vulnerabilità occorre sapere a che vita nominale corrisponde il 70% dell' "a_g" corrispondente alla vita nominale impostata.

- vita nominale dell' opera = 50 anni
- a_g relativa = 0.9096 g/10 = 0.8923 m/s²
- a_g corrispondente = 0.63672 g/10 = 0.6246 m/s² (70% di 0.9096)
- vita nominale corrispondente = 18.5 anni



L'indicatore di rischio sismico può essere definito anche come il rapporto tra tempo di ritorno del sisma che la struttura è in grado di sostenere e tempo di ritorno di riferimento previsto dalla normativa per l'edificio in esame, il tutto con esponente 0.41 (in realtà l'esponente può variare in funzione della zona, come indicato nell'allegato del Sisma Bonus). Se l'indicatore è maggiore di uno, l'edificio è adeguato sismicamente.

Quindi è possibile ricavare l'indice di vulnerabilità sismica in termini di periodo di ritorno tramite la seguente espressione:

$$R_{CD} = (T_{R,C} / T_{R,D})^{0.41} \rightarrow (18.5/50)^{0.41} = 0.66 < 1$$

In questo caso la struttura non è verificata

CEMENTO ARMATO

Al fine di acquisire informazioni sono previste delle verifiche visive in situ, dei prelievi di materiale (ad esempio calcestruzzo, barre d'acciaio,...) e delle prove distruttive in laboratorio; il numero di indagini dipende dal livello di conoscenza che si vuole raggiungere.

Per quanto riguarda i materiali è conveniente avere un'ampia statistica di prove in modo da poterne valutare con sufficiente approssimazione le caratteristiche meccaniche; si valuteranno le proprietà medie dei materiali e non quelle caratteristiche.

Tra le prove per valutare la resistenza del calcestruzzo si hanno i carotaggi, gli ultrasuoni, l'utilizzo dello sclerometro o del pacometro, la prova a trazione,...

I carotaggi, grazie all'assenza di vibrazioni, permettono di accertare le proprietà meccaniche del calcestruzzo riducendo al minimo il disturbo alle strutture. È una tecnica di indagine versatile che può essere impiegata su diversi elementi strutturali quali pilastri, travi, fondazioni, pavimentazioni industriali, pareti e setti.

Gli esami a ultrasuoni consentono di determinare le caratteristiche dei manufatti in calcestruzzo: uniformità, cavità, crepe, danni causati dal fuoco e dal gelo, resistenza e modulo di elasticità.

Lo sclerometro è uno strumento per il controllo non distruttivo; tramite una tabella di conversione si determina il valore della resistenza alla compressione in base alla velocità del rimbalzo misurata dall'apparecchio.

Il pacometro è uno strumento digitale che permette di rilevare la presenza, la direzione e il diametro delle barre di armatura e permette inoltre la misura dello spessore del copriferro e l'interfero dei tondini.

La prova a trazione è una prova distruttiva che consiste nell'applicare ad un provino di dimensioni e forma stabilite uno sforzo di trazione gradatamente crescente fino a provocarne la rottura in modo da valutarne la resistenza.

Per valutare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo devono essere eseguite prove di tipo distruttivo, fino a rottura. Le prove non distruttive, che devono essere di affidabilità documentata, non possono sostituire quelle distruttive, ma devono andare ad integrarle.

Il progetto simulato non è necessario se abbiamo i disegni originali; di solito può servire per le travi (T.A. con schemi semplici), ma probabilmente i pilastri sono stati dimensionati con $\sigma = N/A < 0.7 \cdot \sigma \dots$

Servono le proprietà medie dei materiali, per quanto riguarda il calcestruzzo troviamo indicato nel cap. 11:

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

$$\text{cioè } R_{cm} \approx R_{ck} + 10$$

Ad esempio:

$$R_{cm} \approx 25 + 10 = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = R_{ck} \cdot 0.83 + 8 = 28.75 \text{ N/mm}^2$$

Per quanto riguarda l'acciaio abbiamo un'indicazione dal DM 9/1/96:

$$f_{ym} = f_{yk} + 10 \text{ N/mm}^2$$

Per cui si ha per esempio:

$$f_{ym} = 320 + 10 = 330 \text{ N/mm}^2$$

La circolare esplicativa delle NTC 2018 (capitolo C8.5.5.2) specifica il valore del fattore q per le strutture esistenti, in funzione della regolarità e del tasso di lavoro dei materiali. Valori molto elevati, fino a 3, del fattore q sono riservati ai casi in cui i particolari costruttivi sono adeguati ed è garantita una duttilità significativa. Nel caso invece i particolari costruttivi siano inadeguati (molto più comune); si dovrà imporre un fattore di struttura dell'ordine di 1.5. In ogni caso i meccanismi fragili (in pratica il taglio) devono essere verificati con q=1.5 e solo a valle di questa verifica posso eventualmente valutare un coefficiente migliore, in funzione della duttilità disponibile.

Posso fare un miglioramento strutturale aggiungendo degli elementi nuovi, nel caso in cui non sia verificata, dimostrando un valore di vulnerabilità maggiore di quello che c'era prima. Nella tabella riportata nella circolare si evidenzia la mancanza della parte dedicata al fattore q, invece presente nella tabella originaria dell'Eurocodice 8 da cui sicuramente la circolare italiana ha tratto spunto.

Il capitolo 7 delle NTC 2018 indica i massimi valori di q₀ relativi alle diverse tipologie e alle due classi di duttilità considerate.

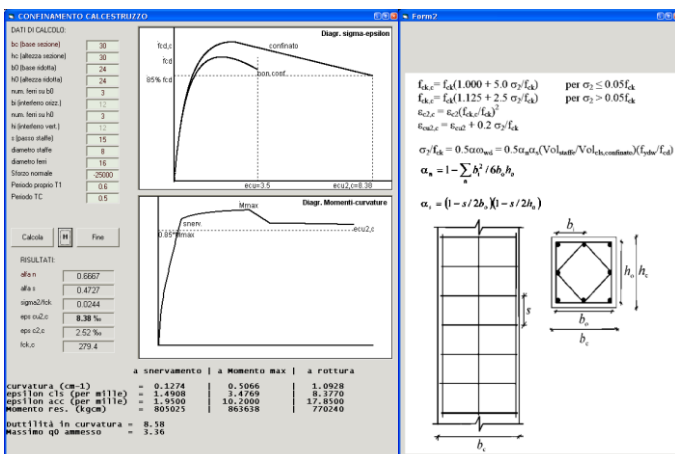
Tipologia strutturale	q ₀	
	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α _u /α ₁	3,0 α _u /α ₁
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α _u /α ₁	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Le verifiche di duttilità possono essere effettuate controllando che la duttilità di curvatura μ_φ nelle zone critiche risulti:

$$\mu_{\phi} \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 & \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$

dove T₁ è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La duttilità di curvatura μ_φ può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione, ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ε_{cu} o dell'acciaio ε_{uk} e la curvatura al limite di snervamento e deve risultare almeno 1,5 volte la duttilità di curvatura.



Questa verifica sarebbe obbligatoria sempre, ma nelle strutture nuove è garantita implicitamente dal rispetto delle regole (percentuali minime di armatura, gerarchia delle resistenze, ecc...). Nelle strutture esistenti questa può essere una strada per dimostrare l'adeguatezza della struttura.

I punti critici nelle strutture esistenti sono:

- pilastri con sforzo normale elevato;
- travi larghe;
- elementi poco staffati.

Dai dati di una sezione quali passo, diametro staffe, sforzo normale si calcola in base all'attuale

Normativa l'effetto del confinamento delle staffe. Con DOLMEN si può usare un programma che traccia per punti il diagramma momento/ curvatura da cui si deduce il massimo q_0 ammesso. Un pilastro con sforzo normale maggiore sopporta un q_0 minore. Se diminuisco invece il numero di staffe e conseguentemente aumento il passo, diminuisco il confinamento, avrò quindi un q_0 minore. Ciò va fatto nei pilastri più significativi con staffe più distanziate e sforzo normale maggiore.

Occorre prestare attenzione anche alle murature di tamponamento sotto l'azione della spinta sismica fuori piano, secondo quanto indicato dal punto 7.2.3 delle NTC 2018. Il meccanismo resistente considerato è quello dell'effetto arco, proposto dall'Eurocodice 6. Per calcolare l'inflessione si può utilizzare un modulo fornito gratuitamente con il programma DOLMEN: Tamponamenti espulsione. Il programma calcola il periodo proprio del pannello in funzione della massa efficace e della sua rigidezza. In base a questo, ai dati sismici e alla quota del muro rispetto all'altezza totale si ricava l'accelerazione adimensionalizzata e la forza sismica totale. La pressione resistente massima viene confrontata con quella sismica agente.

ESPULSIONE PANNELLI MURARI

Combo1

LATITUDINE 45.01 qa 2
LONGITUDINE 7.28 suolo A
VN (anni) 50 St 1.0
Cu 1 Ss 1
VR (anni) 50 S 1
PVR (%) 10 α 0.1297
T1 (sec) 0.39

AGGIORNA STAMPA HELP
COPIA SALVA

EC8 - 4.3.5.2

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_i/T_1)^2} - 0,5 \right] = 0,5034$$
EC8 4.3.5.2 CIRC. C7.2.11

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a = 362,45 \text{ [daN]}$$

EC6 - 6.3.2
 $d_a = 8,2 \text{ [mm]}$ EC6 - 6.3.2
Teoria elast.
Coeff. di inflessione laterale $K1 = 0,854$ (Sigma critica di instabilità = 10.29 daN/cm2)
Coeff. di instabilità $K2 = 1,000$

$$q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{a} \right)^2 \quad (l_a = L)$$

$$F_{lat,d} = q_{lat,d} \cdot B \cdot L \cdot K1 \cdot K2 = 614,87 \text{ [daN]} > F_a : \text{OK}$$

DATI PANNELLO MURARIO

Appoggiato Libero Libero Appoggiato

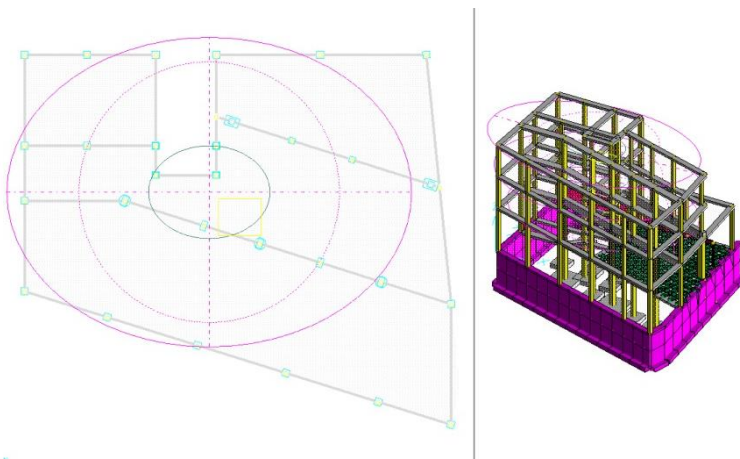
L [cm] 300 B [cm] 500

t [cm] 12 Z [cm] 750
γ [daN/cm3] 0,0008 H [cm] 900
fd [daN/cm2] 3 Wa tot. [daN] 1440
E [daN/cm2] 6000 Wa eff. [daN] 1440
Ta [sec] 0,1928

Ripartizione massa verticale / orizzontale = 100 / 0 [%]

INTERVENTI SU STRUTTURE ESISTENTI

Quando la struttura è inadeguata alle azioni previste dalle normative si possono applicare rinforzi che ne migliorano il comportamento; una possibile soluzione consiste nel creare nuovi elementi resistenti al sisma e nel declassare gli elementi esistenti alla portanza del solo carico verticale (saranno così elementi secondari).



I nuovi elementi resistenti al sisma potranno essere setti in cemento armato che hanno il vantaggio di avere un'elevata rigidezza e un'alta capacità resistente. Gli svantaggi dei setti sono dovuti al fatto che possono avere una rottura di tipo fragile a taglio e che presentano una duttilità inferiore al telaio trave/pilastro; di conseguenza si dovrà adottare un fattore di struttura con un valore inferiore. Infine possono presentarsi problematiche architettoniche dovute all'ingombro di tali elementi aggiuntivi.

Al fine di ottenere un comportamento

adeguato della struttura è necessario disporre i setti in c.a. quanto più possibile distribuiti sul perimetro dell'edificio, in modo da evitare un'eccessiva deformabilità a torsione. Nella progettazione di questi elementi strutturali un valido strumento di valutazione è la costruzione dell'**ellissi delle rigidezze** che consente di capire l'equilibrio delle rigidezze nelle varie direzioni, l'eccentricità tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze.

Sugli elementi secondari è necessario, invece, verificare che riescano a sopportare i carichi verticali seguendo la deformazione della struttura per effetto dei carichi sismici.

In alternativa alla costruzione di nuovi setti si possono applicare dei rinforzi locali realizzati con fibre; i vantaggi di questo tipo di intervento sono una maggiore durabilità del materiale rispetto agli interventi in acciai tradizionali, la leggerezza e la possibilità di ottimizzare le proprietà meccaniche del materiale; di contro l'applicazione delle fibre richiede manodopera specializzata.

LA MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione strutturale consiste nel passare dal progetto alla struttura a cui vengono applicate delle azioni.

La **struttura** è il sistema fisico di masse, elementi di smorzamento e rigidezze che influenzano la risposta meccanica della costruzione.

Le **azioni** sono la causa o l'insieme di cause capaci di indurre stati limite nella struttura (§2.5.1 NTC 2018).

In base alla loro intensità nel tempo, le azioni si classificano in:

- Permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, sono:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- Variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura
- Eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- Sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

La struttura di c.a. è da intendersi come lo scheletro resistente costituito da:

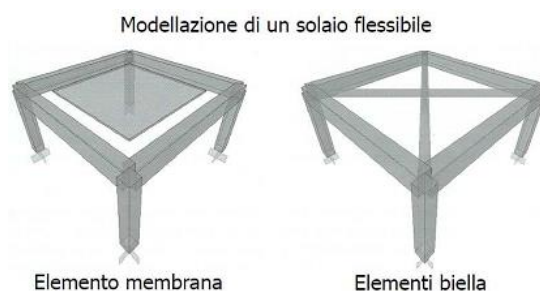
- Elementi verticali: pilastri (e setti portanti)
- Elementi orizzontali: travi e diaframmi (solai)

In presenza di forze orizzontali (anche in zona 4), nella modellazione occorre prestare attenzione a:

- Tridimensionalità della struttura
- Diaframmi orizzontali (solai)
- Effettiva distribuzione di masse e rigidezze

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

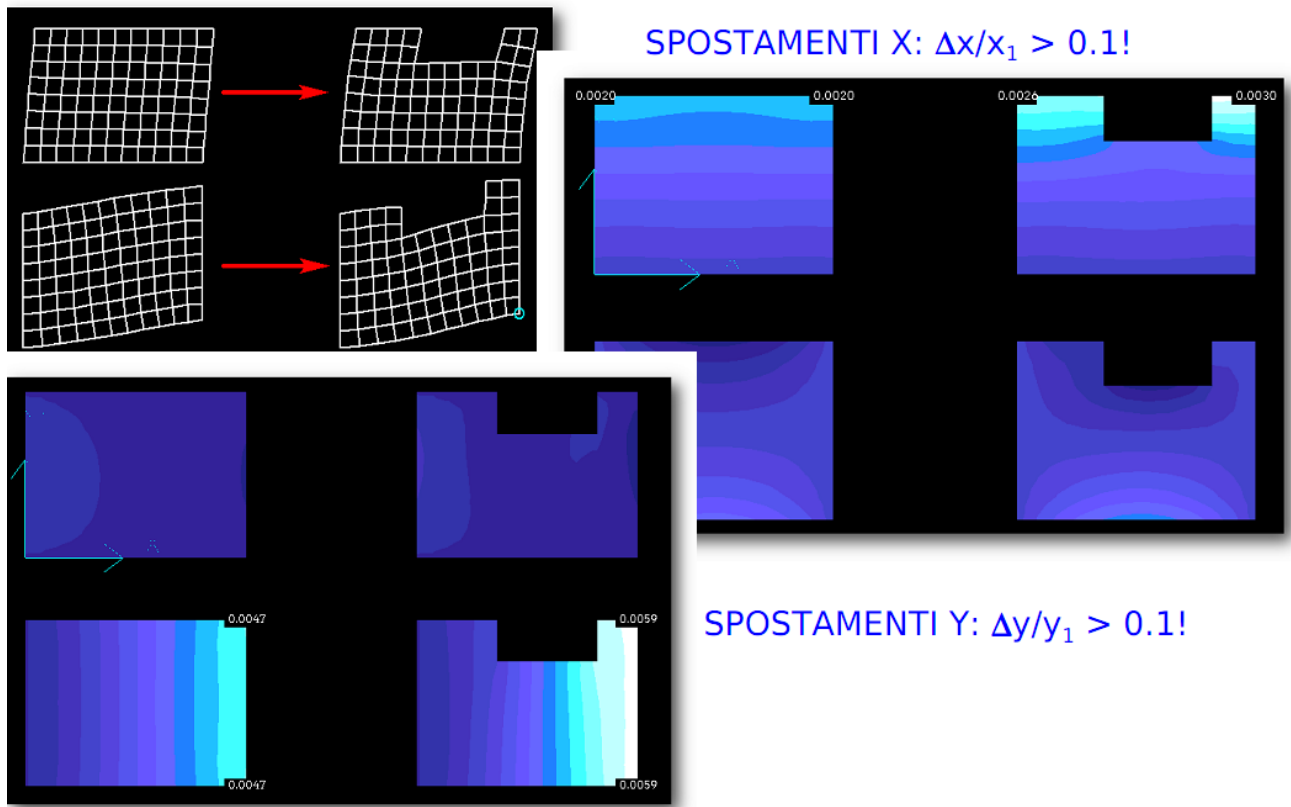
Un diaframma orizzontale è infinitamente rigido nel proprio piano (ha spostamenti nel piano uguali per tutti i punti) se, modellato con la sua reale deformabilità (solai flessibile), gli spostamenti orizzontali calcolati durante un'analisi sismica non superano per più del 10% quelli ottenuti in condizione di infinita rigidezza (§4.3.1 EC8).



In base al tipo di struttura possiamo avere dei solai infinitamente rigidi: questi dovranno essere in c.a. o in laterocemento (con soletta di c.a. di spessore ≥ 4 cm), o misto acciaio-calcestruzzo o legno-calcestruzzo (con soletta di c.a. di spessore ≥ 5 cm e opportunamente connessa ai travetti di acciaio o di legno).

Possiamo avere una schematizzazione a membrana per cui una soluzione adottata è la modellazione con gusci e membrane, non come piastra ma come pura membrana di un certo spessore; tutti i livelli sono presenti, ma con la loro effettiva rigidità.

DEFORMAZIONI

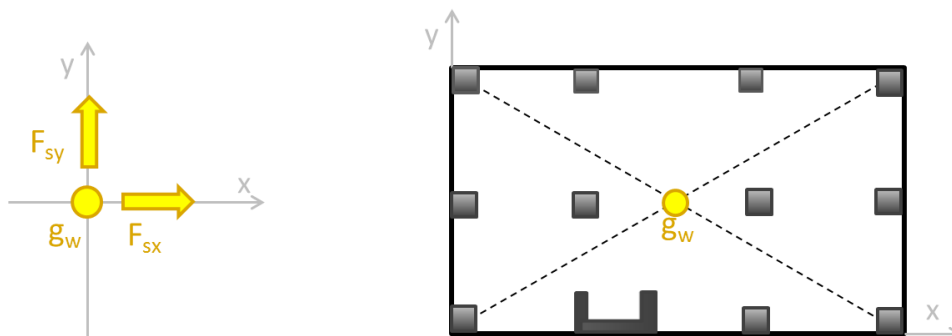


Nel singolo piano, si osserva la presenza di un centro delle masse e di uno delle rigidità, che governano la distribuzione delle forze orizzontali.

Le masse possono essere:

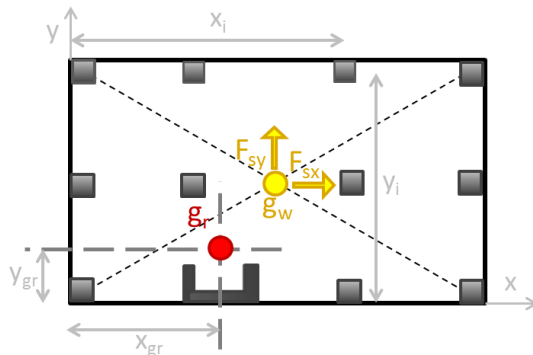
- Ripartite lungo gli elementi strutturali
- Concentrate nel baricentro dei sola

Le forze orizzontali sono applicate nel baricentro g_w delle masse del singolo piano. Nel caso delle strutture in c.a., la massa deriva dal carico permanente e variabile che grava sul solaio, se i carichi sono uniformi, g_w corrisponde a quello della superficie del solaio.



Se il solaio ha un moto rigido, i pilastri avranno degli spostamenti; quindi, tramite la loro rigidezza k , i pilastri svilupperanno delle forze che si oppongono al moto.

Il contrasto al moto del solaio è dunque offerta dalla rigidezza di pilastri, e si concentra nel baricentro delle rigidezze g_r , di coordinate x_{gr} ed y_{gr} .



$$x_{gr} = \frac{\sum_{i=1}^n k_{x,i} x_i}{\sum_{i=1}^n k_{x,i}} = \frac{\sum I_{x,i} x_i}{\sum I_{x,i}}$$

$$y_{gr} = \frac{\sum_{i=1}^n k_{y,i} y_i}{\sum_{i=1}^n k_{y,i}} = \frac{\sum I_{y,i} y_i}{\sum I_{y,i}}$$

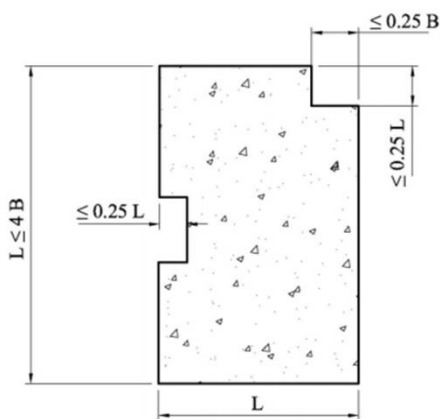
n = num. di pilastri e setti

Se il baricentro delle masse coincide con quello delle rigidezze ho che il momento $M_t=0$. Per cui sarà nulla anche la rotazione θ . Se il baricentro delle masse non coincide con quello delle rigidezze, il momento $M_t \neq 0$, e ci sarà la rotazione θ , che sarà molto grande in presenza di elementi di elevata rigidezza.

In presenza di elementi molto rigidi, è frequente che il baricentro delle rigidezze coincida con il baricentro del setto.

In presenza di sisma ci sarà una forte rotazione se il setto è distante dal baricentro delle masse, i pilastri più lontani dal setto (baricentro delle rigidezze) saranno molto sollecitati e possono arrivare a rottura.

Un controllo specifico sulla regolarità strutturale viene fatto tramite la rappresentazione dell'ellisse delle rigidezze piano per piano. L'ellisse delle rigidezze della fondazione è poco utile, la "scatola" di fondazione non deve essere duttile ma elastica, l'aver regolarità o meno nel piano sui muri controterra non dimostra nulla, occorre controllare i piani successivi in cui la rigidezza diminuisce. Il rapporto tra i due semiassi dell'ellisse ed il raggio giretorio non deve essere minore di 0.8 (struttura deformabile torsionalmente) per la normativa italiana.



Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza.

La struttura è regolare in pianta se rispetta le condizioni del paragrafo §7.2.1 delle NTC 2018:

- la configurazione in pianta è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali (baricentro delle masse + vicino possibile a quello delle rigidezze)
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti

La regolarità in altezza è difficile da ottenere perché ogni piano è sempre meno incastrato alla fondazione e si ha una diminuzione della rigidezza. Secondo le NTC 2018 una struttura è regolare in altezza se rispetta le condizioni richieste dal paragrafo §7.2.1:

- Estensione per tutta l'altezza dell'edificio dei sistemi resistenti verticali.
- Masse e rigidezze costanti o variabili gradualmente lungo l'altezza (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%).
- Differenza inferiore al 30% tra il rapporto fra la resistenza effettiva e la resistenza richiesta calcolata ad un generico piano e l'analogo rapporto calcolato per il piano adiacente

d) Restringimenti graduali della sezione orizzontale da piano un al successivo, ad eccezione dell'ultimo di edifici con almeno 4 piani.

Il comportamento dell'edificio sotto sisma può essere penalizzato da una irregolare distribuzione in altezza delle masse o delle rigidità.

ANALISI DINAMICA

L'analisi dinamica lineare consiste nel:

L'analisi lineare dinamica consiste (§7.3.3.1 NTC 2018):

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Piccoli edifici possono avere una fondazione massiccia con muri controterra pieni: in tal caso la scatola di fondazione pesa molto e se ci sono pochi piani può arrivare da 1/3 a 1/2 del peso totale, producendo tantissimi modi di vibrare della struttura sovrastante, mentre la fondazione rimane pressoché ferma. La soluzione consiste nel separare le masse di fondazione da quelle di elevazione con un apposito comando del software. Tengo da parte i pesi (carichi permanenti e peso proprio) della fondazione rispetto a quelli della sopraelevazione e così facendo si risparmiano tempo e calcoli.

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi. Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità.

L'azione sismica dipende fondamentalmente dal sito da cui derivano, in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento, l'accelerazione di picco al suolo, il periodo oltre il quale inizia il tratto di spettro a velocità costante (T^*c) e la massima amplificazione dello spettro (F_0).

In presenza di sisma, le costruzioni sono divise in classi d'uso:

- CLASSE I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone;
- CLASSE II: costruzioni con normale affollamento, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche;
- CLASSE III: costruzioni con affollamento significativo;
- CLASSE IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità

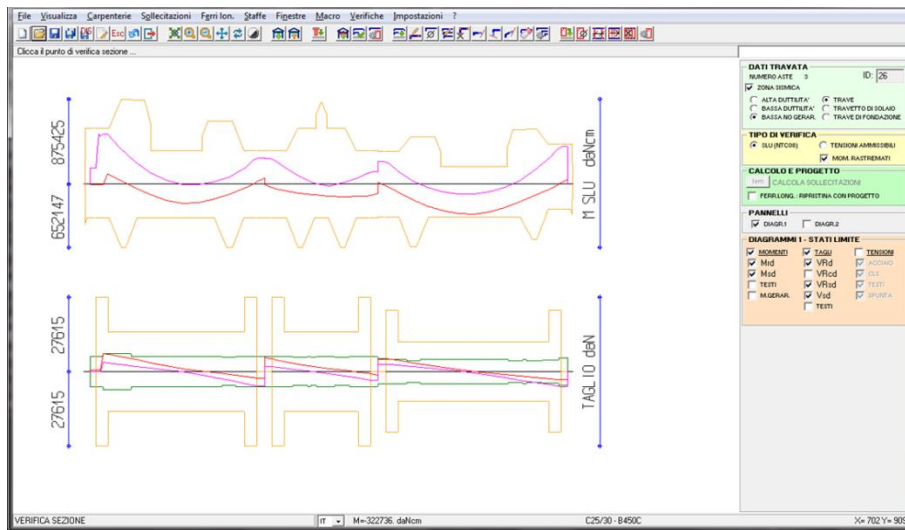
VERIFICA/PROGETTO ELEMENTI STRUTTURALI

I **solai** non risentono dell'effetto sismico, è un elemento che nel modello dà carico, ripartisce le forze sulle travi e la rigidità viene data dichiarandolo come oggetto infinitamente rigido.

Noto l'involuppo dei momenti (derivanti dai soli carichi gravitazionali) su un singolo travetto, nota la sezione, occorre calcolare l'armatura longitudinale.

La parte più difficile da verificare è il taglio per l'evidente mancanza delle staffe; noto l'involuppo dei tagli su un singolo travetto, occorre verificare che ogni sezione resista a taglio senza necessità di armatura aggiuntiva.

In presenza di sisma il diagramma di momento della **trave** è modificato, ho un diagramma a farfalla dovuto alle forze orizzontali, sono peggiori i momenti negativi al nodo o del positivo al nodo. Se aumenta il negativo al nodo dovrò mettere più armatura e quindi avrò un momento resistente maggiore. Bisogna utilizzare degli schemi di armatura pensati appositamente per la gerarchia delle resistenze. In DOLMEN ad esempio ho lo schema numero 62.



Nelle quattro situazioni sismiche, nelle due direzioni x ed y, si costruisce il dominio My-Mz-N, per diversi valori N, all'interno del quale devono ricadere le 32 coppie di sollecitazioni con cui effettuo il calcolo dei pilastri.

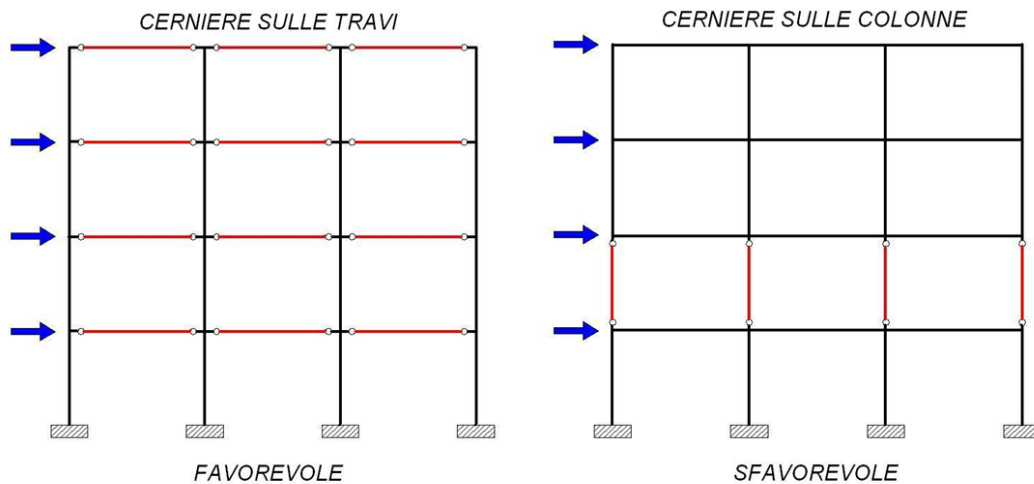
Per duttilità si intende la capacità di deformazione plastica, gli elementi strutturali devono poter superare la fase di comportamento elastico per entrare nel campo di deformazioni plastiche, questo onde prevenire il collasso in caso di sisma di forte entità. Perché possano nascere le zone dissipative è necessario garantire grandi capacità di deformazione, cioè grande duttilità.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo la norma prevede due livelli di duttilità, o Classi di Duttilità (CD), ai quali corrispondono diverse intensità sismiche e differenti disposizioni di armatura:

- **Classe di duttilità alta (CD" A")**;
- **Classe di duttilità bassa (CD" B")**.

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Bisogna garantire che il meccanismo di rottura segua un ordine ben preciso, ad esempio che le cerniere plastiche si formino prima nelle travi e dopo nei pilastri.



Le travi devono garantire la formazione delle cerniere plastiche nelle sezioni critiche. A tal fine si devono escludere rotture fragili per taglio adottando per la verifica le sollecitazioni taglianti derivate dai carichi statici a cui si sommano quelle risultanti dall'applicazione dei momenti resistenti nelle sezioni critiche incrementate del fattore di sovraresistenza.

Tale fattore γ_{Rd} è pari a:

- 1,20 per strutture in CD "A"
- 1,00 per strutture in CD "B"

Si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione anticipata dimensionandoli in modo che la loro resistenza sia superiore alla resistenza delle travi opportunamente maggiorata dal fattore di sovraresistenza.

Il dimensionamento delle armature di taglio va fatto determinando il taglio dai momenti resistenti incrementati.



$$\sum_{pilastri} M_{Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum_{travi} M_{Rd}$$

$$\gamma_{Rd} = 1,30 \text{ per strutture in CD "A"}$$

$$\gamma_{Rd} = 1,00 \text{ per strutture in CD "B"}$$

Le sollecitazioni di taglio da utilizzare si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti secondo l'espressione (§7.4.4.2.1 NTC 18):

$$V_{Ed} l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i)$$

Devo garantire che i pilastri non si rompano per taglio, ma per momento. La resistenza a taglio deve essere maggiore della resistenza a momento perché quella a taglio è una rottura fragile, pericolosa per la vita e che dissipa poca energia. Si ha che i pilastri secondari, spesso corti (sottotetto), sono penalizzati perché hanno un'altezza piccola, hanno un taglio molto più elevato rispetto a quello valutato per gli altri pilastri: in realtà il taglio non può aumentare all'infinito, non è necessario che sia superiore al taglio ottenuto con $q=1$.

