

Università degli Studi *Mediterranea* di Reggio Calabria Dipartimento di Architettura e Territorio dArTe  
Dottorato di Ricerca in Architettura e Territorio - XXXII ciclo



**ANALISI CRITICA DELLA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEL PATRIMONIO EDILIZIO ESISTENTE E CONSEGUENZE ARCHITETTONICHE E FUNZIONALI DELLE TECNICHE DI ADEGUAMENTO SISMICO.**

*Dottoranda:*  
Dott.ssa Paola Danaro

*Tutor:*  
Prof. Adolfo Santini







Università degli Studi *Mediterranea* di Reggio Calabria Dipartimento di Architettura  
e Territorio dArTe  
Dottorato di Ricerca in Architettura e Territorio - XXXII ciclo



**ANALISI CRITICA DELLA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ  
SISMICA DEL PATRIMONIO EDILIZIO ESISTENTE E CONSEGUENZE  
ARCHITETTONICHE E FUNZIONALI DELLE TECNICHE DI  
ADEGUAMENTO SISMICO.**

*Dottoranda:* Paola Danaro

*Tutor:* Prof. Adolfo Santini

*Coordinatore:* Prof. Adolfo Santini



Università degli Studi *Mediterranea* di Reggio Calabria  
Dipartimento di Architettura e Territorio – dArTe

Dottorato di Ricerca in Architettura e Territorio  
XXXII ciclo

Dottoranda:  
Dott.ssa Paola Danaro

*Tutor:*  
Prof. Adolfo Santini

*Coordinatore:*  
Prof. Adolfo Santini

*Collegio dei Docenti:*  
Ottavio Amaro  
Marinella Arena  
Francesco Bagnato  
Alessandra Barresi  
Rosario Giovanni Brandolino  
Raffaella Campanella  
Francesco Cardullo  
Daniele Colistra  
Alberto De Capua  
Francesca Fatta  
Giuseppe Fera  
Giuseppina Foti  
Francesca Giglio  
Gaetano Ginex  
Massimo Lauria  
Maria Teresa Lucarelli  
Martino Milardi  
Valerio Morabito  
Francesca Moraci  
Adriano Paolella  
Venera Paola Raffa  
Rocco Reina  
Ettore Rocca  
Adolfo Santini  
Antonella Sarlo  
Marcello Sestito  
Rita Simone  
Rosa Marina Tornatora  
Michele Trimarchi  
Corrado Trombetta  
Alessandro Villari



|  |     |
|--|-----|
| <i>INTRODUZIONE</i> .....  | 10  |
| PARTE I Aspetti computazionali.....  | 12  |
| CAPITOLO I.....  | 12  |
| SVILUPPI DELLA PROGETTAZIONE SISMICA IN ITALIA.....  | 12  |
| 1.1    Introduzione.....   | 12  |
| 1.2    Evoluzione della normativa sismica in Italia.....                                     | 15  |
| 1.3    Obbligo della verifica sismica di costruzioni esistenti.....                          | 26  |
| Riferimenti bibliografici.....   | 39  |
| CAPITOLO II.....   | 42  |
| VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI<br>IN CALCESTRUZZO ARMATO..... | 42  |
| 2.1    Introduzione.....   | 42  |
| 2.2    Verifica di elementi/meccanismi duttili.....  | 44  |
| 2.3    Verifica di meccanismi fragili.....   | 46  |
| 2.4    Formulazione della capacità a taglio.....   | 58  |
| 2.5    Esempio numerico.....   | 62  |
| 2.6    Considerazioni conclusive.....  | 64  |
| Riferimenti bibliografici.....   | 66  |
| CAPITOLO III.....  | 68  |
| VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI<br>IN MURATURA.....            | 68  |
| 3.1    La scienza delle costruzioni e la muratura.....                                       | 68  |
| 3.2    Evoluzione della normativa e dei metodi di analisi.....                               | 69  |
| 3.3    Il comportamento sismico degli edifici in muratura.....                               | 71  |
| 3.4    Verifica dei meccanismi locali o di primo modo.....                                   | 73  |
| 3.5    Verifica dei meccanismi globali o di secondo modo.....                                | 81  |
| 3.6    Metodi di analisi dell'edificio.....  | 83  |
| 3.7    Casi studio.....  | 90  |
| 3.7.1 Scuola Media "G. Pedullà" di Siderno (RC).....   | 90  |
| 3.7.2 Scuola Media "De Amicis" di Platì (RC).....  | 98  |
| 3.7.3 Scuola Primaria "Istituto comprensivo" di Bovalino (RC).....                           | 106 |
| 3.8 Considerazioni conclusive.....   | 114 |
| Riferimenti bibliografici.....   | 115 |



|   |     |
|---|-----|
| PARTE II Il Retrofit strutturale sismico e sue conseguenze architettoniche e funzionali.....                      | 117 |
| CAPITOLO I.....   | 117 |
| DALL'INDIVIDUAZIONE DELLE CARENZE STRUTTURALI ALLE STRATEGIE DI INTERVENTO.....                                   | 117 |
| 1.1    Introduzione .....   | 117 |
| 1.2    Carenze strutturali .....  | 119 |
| 1.3    Criteri d'intervento.....  | 119 |
| 1.3.1    Modifica del comportamento locale.....   | 120 |
| 1.3.2    Connessioni .....  | 120 |
| 1.3.3    Modifica del comportamento globale .....   | 121 |
| 1.4    Scelta del sistema da adottare .....   | 121 |
| 1.4.1    Sistema resistente aggiuntivo .....  | 122 |
| 1.4.2    Miglioramento della risposta sismica .....   | 126 |
| Riferimenti bibliografici .....   | 129 |
| CAPITOLO II.....  | 131 |
| DALLA STRUTTURA ALL'ARCHITETTURA .....  | 131 |
| 2.1    Introduzione .....   | 131 |
| 2.2    Rapporto tra architettura e struttura .....  | 132 |
| 2.3    Dieci "Categorie" per lo studio dell'influenza architettonica degli elementi di retrofit strutturale. .... | 136 |
| Riferimenti bibliografici .....   | 146 |
| Schede semplificative .....   | 149 |

## ***INTRODUZIONE***

Il lavoro si compone di due parti. La prima, intitolata “Aspetti computazionali”, riguarda un’analisi critica dei metodi di valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in calcestruzzo armato e muratura secondo quanto prescritto dalle normative vigenti. La necessità di quest’analisi nasce dalla consapevolezza che la norma italiana in materia di costruzioni antisismiche è stata in parte ambigua e talvolta in contrasto rispetto a quella europea, in particolar modo per le costruzioni esistenti. Secondo la normativa italiana, il livello di vulnerabilità sismica di un edificio esistente si ottiene attraverso il calcolo di un indicatore, detto *indice di vulnerabilità sismica*. Partendo dal suo valore numerico, i progettisti si trovano a dover definire prima gli aspetti critici e poi i criteri di intervento per raggiungere il livello di sicurezza richiesto. In questo contesto, il lavoro affronta le seguenti questioni: quanto è attendibile il valore dell’indice di vulnerabilità sismica a cui è affidata la definizione della sicurezza di un edificio? E inoltre: quanto gli interventi di adeguamento sismico che vengono eseguiti a seguito di tale valutazione possono essere sovra- o sotto-dimensionati?

Su quest’ultimo punto si introduce la seconda parte del lavoro, intitolata “Retrofit strutturale sismico”, dove per retrofit si intende l’operazione di aggiungere nuove tecnologie o funzionalità a un sistema di vecchia concezione, in modo da prolungarne la vita utile. Consapevoli della necessità di una corretta valutazione delle carenze strutturali dell’edificio nei confronti delle azioni sismiche, già discussa nella prima parte del lavoro, qui si affronta un problema per lo più trascurato dalle scuole di architettura italiane, cioè quello di esaminare il modo in cui i sistemi e le tecniche di adeguamento sismico modificano l’architettura e la funzionalità delle costruzioni esistenti. Troppo spesso, infatti, i progetti di retrofit sismico sono affidati a ingegneri che, per nulla interessati a tali problematiche, si preoccupano esclusivamente della sicurezza strutturale. In questo ambito, il lavoro ha l’obiettivo di contribuire alla definizione di un metodo di lettura degli interventi di retrofit sismico sulle costruzioni, esaminando in particolare come essi influenzano gli aspetti funzionali e compositivi dell’architettura originaria.



## **PARTE I Aspetti computazionali**

### **CAPITOLO I**

## **SVILUPPI DELLA PROGETTAZIONE SISMICA IN ITALIA**

### ***1.1 Introduzione***

I recenti terremoti che hanno interessato alcune regioni del nostro Paese, nonostante il loro moderato contenuto energetico, hanno provocato distruzioni e danni molto maggiori di quanto sarebbe stato lecito attendersi, evidenziando una situazione di elevata vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio, comune alla gran parte del territorio italiano.

L'Italia è stata sempre caratterizzata da una sismicità frequente e diffusa. Le indagini storiche e di archivio hanno consentito di conoscere numerosi terremoti che sono avvenuti nel passato in molte zone della nostra penisola e quanto sono stati forti. Dall'analisi di queste testimonianze scritte è emerso che sono molti i centri abitati la cui storia urbana e architettonica è stata fortemente influenzata da disastri sismici. Alcuni di essi sono stati distrutti e ricostruiti più di una volta. Se poi si prende in esame solo il periodo dell'unità d'Italia, cioè gli ultimi 150 anni circa, si osserva che nel nostro Paese si sono verificati ben 34 disastri sismici con effetti superiori all'VIII grado della scala MCS. In media uno ogni quattro anni e mezzo.

Informazioni analoghe provengono anche dal campo della ricerca scientifica. Gli studi degli ultimi decenni hanno consentito enormi progressi, innalzando di molto il livello delle conoscenze. Sono state evidenziate con chiarezza le aree e le cause sismogenetiche, che riguardano essenzialmente la formazione della catena appenninica, un processo geodinamico che determina il sollevamento e la sovrapposizione di enormi distese di sedimenti che ricoprivano il fondale di un antico oceano. Per questa ragione, in Italia la pericolosità sismica rappresenta un carattere geologico stabile e i forti terremoti continueranno inevitabilmente ad accadere.

Ci si domanda come mai a fronte di queste conoscenze, ormai così precise e dettagliate, ogni terremoto ci trovi impreparati. Accade infatti che, nonostante i terremoti colpiscano sempre le stesse zone, ormai note da molto tempo, invece di prevenirne o attenuarne gli effetti ci facciamo sempre cogliere di sorpresa. A ogni sollecitazione sismica, il nostro patrimonio edilizio e infrastrutturale mostra sempre un notevole grado di vulnerabilità.

Nel nostro Paese, purtroppo, non si è consolidata una cultura sismica diffusa né tra la popolazione, né tra i politici e gli amministratori, come è invece avvenuto in altri paesi sviluppati ad alta sismicità. Nonostante che in Italia vi siano sempre ricostruzioni in corso, ben presto il ricordo dell'evento distruttivo svanisce, quasi rimosso dalla coscienza comune. Sembra che gli amministratori, i tecnici e i residenti non siano per nulla consapevoli di questa realtà, che non è considerata un nodo importante per l'economia, la società e la cultura del Paese.

Le cause che hanno determinato questa difficile situazione sono molteplici. Tra le più importanti vi è certamente la debolezza istituzionale nei confronti delle politiche per la riduzione del rischio sismico, che caratterizza da sempre il nostro Paese. La storia dei disastri sismici degli ultimi 150 anni mostra come le decisioni governative siano state condizionate molto spesso da compromessi del tutto estranei al reale rischio cui è esposta la popolazione, risultando inadeguate a perseguire efficaci strategie di tutela e di prevenzione. Basti pensare alla suddivisione del nostro Paese in zone sismiche che, per molti decenni, ha “inseguito” i terremoti piuttosto che prevenirli, indipendentemente dalle conoscenze storiche e scientifiche che si avevano sulla sismicità di un sito. Solo dopo gli effetti di un terremoto distruttivo, infatti, molti territori comunali sono stati dichiarati ufficialmente sismici. Per molte amministrazioni, inoltre, l’inclusione del loro territorio all’interno di una zona sismica è stata vista, talvolta, come un ostacolo allo sviluppo edilizio, quasi come se adottare presidi antisismici nelle nuove e nelle vecchie costruzioni fosse solo un inutile spreco di denaro e un freno per l’economia. Per esempio, è per questa ragione che la Sicilia orientale è stata classificata zona sismica solo nel 1981, pur essendo stata colpita, tra gli altri, dai terremoti distruttivi del 9 e dell’11 gennaio 1693. In molte aree caratterizzate da una pericolosità sismica rilevante, tutto questo ha determinato la realizzazione di innumerevoli costruzioni non dimensionate per resistere al terremoto, con tutti i problemi che ne conseguono.

Per molto tempo anche la qualità della normativa tecnica sulle costruzioni è stata notevolmente inferiore a quella delle norme adottate nei Paesi sismici più avanzati. Anche in questo campo i maggiori progressi si sono registrati a seguito di disastri sismici. Basti pensare che il primo vero miglioramento della norma italiana sia avvenuto sull’onda dell’emozione provocata dal terremoto che il 31 ottobre 2002 determinò il crollo della scuola elementare di San Giuliano di Puglia, con il suo tragico bilancio di morte. Il provvedimento legislativo che ne seguì produsse una normativa in linea con i criteri adottati dagli eurocodici, anche se non sostituì, ma affiancò la precedente norma, che poteva comunque essere ancora utilizzata. L’evoluzione della normativa portò successivamente alle attuali NTC08, un testo finalmente molto avanzato, che riflette le ultime conoscenze in materia. Tuttavia, anche in questo caso la sua obbligatorietà fu imposta solo dopo l’ultimo forte terremoto italiano, quello che colpì L’Aquila nell’aprile del 2009. Questi colpevoli ritardi, anch’essi legati alla salvaguardia di interessi diversi rispetto a quello primario della riduzione del rischio, hanno determinato la realizzazione di molte strutture solo apparentemente resistenti al sisma, perché progettate secondo criteri talvolta semplicistici e rudimentali. Queste strutture andrebbero riconsiderate e la loro sicurezza dovrebbe essere rivalutata alla luce della domanda sismica e delle prestazioni richieste dalla nuova normativa.

Un’altra causa della precaria condizione del patrimonio edilizio e infrastrutturale esistente è certamente l’insufficiente controllo in cantiere, soprattutto per le strutture in calcestruzzo armato, che può condurre all’impiego di materiali di resistenza inferiore a quella prevista in progetto e all’esecuzione poco accurata dei dettagli costruttivi. In questi casi, il comportamento di una struttura realizzata può differire anche molto rispetto a quello previsto in progetto.

Un ulteriore motivo, spesso sottovalutato, ma purtroppo molto diffuso nelle costruzioni esistenti, riguarda la concezione strutturale, sovente non adeguata nei confronti di terremoti di forte intensità. Per un organismo strutturale, infatti, la probabilità di sopravvivere a un forte terremoto dipende essenzialmente dalla disposizione e dalla mutua interazione dei diversi elementi resistenti. Dissimmetrie e irregolarità in pianta e in elevazione, infatti, peggiorano notevolmente il comportamento globale, determinando concentrazioni di sforzi e di deformazioni che

possono costituire il pericoloso innesco di dissesti e crolli. In altre parole, non basta che un organismo strutturale sia verificato convenzionalmente in campo elastico attraverso l'impiego di un codice di calcolo più o meno affidabile; occorre, invece, che tutti gli elementi strutturali siano in grado di partecipare allo stesso modo alla resistenza complessiva, condividendo tra loro la domanda di spostamento imposta dal sisma. Questo problema chiama in causa la diffusa inadeguatezza della classe professionale italiana, ingegneri e architetti, nel campo della progettazione antisismica. Nelle nostre scuole, infatti, questi insegnamenti non sono quasi mai obbligatori, ma confinati in percorsi formativi particolari, il più delle volte accuratamente evitati dagli studenti per il maggiore impegno richiesto.

Alla luce di tutto questo, ci si chiede come può il nostro Paese uscire da questa situazione così difficile, cosa si può fare nell'immediato futuro per ridurre il rischio sismico, come si può colmare il notevole ritardo accumulato negli ultimi decenni. È evidente che nuove ed efficaci politiche per migliorare la difesa dai terremoti non possono che basarsi su misure di prevenzione moderne ed efficaci, e di adeguate politiche di gestione del territorio. Tutto questo può contare sui notevoli avanzamenti registrati negli ultimi anni nel campo della sismologia e sull'attuale versione delle norme tecniche per le costruzioni, finalmente ispirate da criteri moderni e avanzati. Molto si deve fare anche nel campo dell'educazione, per formare una classe professionale sempre più preparata. Inoltre, è assolutamente necessario che questa materia riceva un'attenzione particolare non solo dal mondo delle istituzioni, ma anche da quello della cultura, allo scopo di formare una consapevole e condivisa coscienza del pericolo e del conseguente rischio. Altrimenti, poiché i forti terremoti continueranno a colpire il nostro Paese, l'enorme sproporzione tra bisogno di sicurezza e misure di prevenzione non può che portare al verificarsi di ulteriori, futuri disastri sismici.

## ***1.2 Evoluzione della normativa sismica in Italia***

In Italia, invece di perseguire l'obiettivo di prevenire i disastri sismici, la normativa sismica è sempre stata aggiornata a seguito di eventi "catastrofici". Per questa ragione la storia dei terremoti in Italia definisce anche le tappe fondamentali della normativa sismica. Di seguito viene presentato un quadro dell'evoluzione delle norme sismiche fino ad arrivare a quelle attualmente in vigore.

Nel 1784 venivano promulgate le *Norme e provvedimenti presi nel Regno di Napoli dopo il terremoto calabro – siculo del 1783*. Sulla base dell'esperienza vennero date precise istruzioni sull'edificazione delle nuove case e sugli interventi da eseguire su quelle esistenti. In particolare, non si ammettevano case di oltre due piani, compreso il piano terra, e si ordinava la demolizione di tutti i piani in più esistenti, a sola eccezione di un mezzanino per le case prospicienti a piazze o vie molto larghe. Si davano disposizioni di innestare un telaio di legname nelle nuove costruzioni per renderle più resistenti al sisma. Era d'obbligo l'eliminazione di qualunque muro che si presentasse, anche di poco, deviato dalla verticale, la demolizione di tutti i balconi e di tutti gli sporti in condizioni statiche non rassicuranti. Si prescriveva l'incatenamento delle travi dei solai ai muri e la riforma dei tetti in modo da evitare le spinte contro i muri.

Da queste norme nacquero le cosiddette case baraccate, o case borboniche, che resistettero ai terremoti successivi. Fanno parte delle suddette norme anche i *Provvedimenti speciali per Reggio del 1784*, dove, oltre ai principi appena elencati, si trova esplicitamente scritto che si vietano cupole e campanili e che l'aspetto degli edifici dovrà essere semplice ed elegante.

Al 28 aprile 1860 risale il *Regolamento edilizio Pontificio per la città di Norcia*. Qui si comincia a parlare per la prima volta di terreno di fondazione: si proibisce la fabbricazione su terreni di scarico e in pendio e si prescrive che le fondazioni debbano oltrepassare la superficie del terreno per raggiungere un fondo consistente. Si tratta sempre di indicazioni sulla base di esperienze maturate. Si consiglia il sistema delle case baraccate. È aumentato a due il limite dei piani fuori terra, invitando alla demolizione dei terzi piani lesionati; si vietano le volte ad eccezione dei piani interrati e si forniscono dettagliate prescrizioni sullo spessore dei muri, sull'appoggio delle travi di solaio, sui rinforzi con tiranti delle coperture. Ulteriore passo importante è l'introduzione di pene per i contravventori delle disposizioni e premi per chi presenti campioni di buona sabbia per le malte.

Dopo il terremoto del luglio 1883, si avvia l'emanazione dei *Provvedimenti per l'isola di Ischia*. L'importanza del documento è dovuta alla precisa analisi delle tecniche edilizie e dei sistemi di costruzione in relazione al terremoto verificatosi.

Nelle *Norme per la ricostruzione ed il restauro degli edifici nei comuni liguri danneggiati dal terremoto del 22 febbraio 1887*, vengono inserite delle varianti necessarie alla diversa natura dei materiali e abitudini locali. Si ammettono case di tre piani oltre il terreno.

L'8 settembre 1905 il terremoto calabro incita la promulgazione del nuovo regolamento sismico con il titolo di *Norme per la costruzione e il restauro degli edifici danneggiati dal terremoto delle provincie calabresi e in quelle di Messina*, approvate con il Regio Decreto del 16 settembre 1906. Queste sono più complete delle precedenti, e sono frutto delle osservazioni raccolte sul campo in occasione dei terremoti precedenti. Migliorano le conoscenze sulla diffusione delle onde sismiche dall'ipocentro all'epicentro e da questo in tutte le direzioni, e la relazione che esse

hanno con gli edifici. Osservano che le costruzioni di legno, o di legno e acciaio, o di acciaio, se razionalmente formate, rispondono allo scopo di salvaguardare sufficientemente l'incolumità degli abitanti. Per quanto riguarda le fondazioni dichiarano inammissibile interporre tra esse ed il terreno un sottile strato di "sabbia" o di terreno soffice, perché secondo loro "o le fondazioni debbono essere rigidamente collegate al terreno, o debbono riposare sopra un potente cuscino anelastico". Si afferma poi che le costruzioni con pareti e solai di cemento armato sono le più adatte a resistere alle sollecitazioni sismiche, ma per esse sono da prescriversi fondazioni costituite da pilastri isolati, e la struttura deve poggiare liberamente su di esse o deve essere completamente e potentemente ancorata per evitare l'asincronismo delle vibrazioni tra le pareti della struttura. Sempre a questo scopo si raccomanda l'indispensabile connessione tra muri, solai e tetti a formare un unico sistema. Vi sono poi delle considerazioni sui terreni sui quali è pericoloso fabbricare.

Il notevole cambiamento della normativa tecnica in materia sismica in Italia si ha dopo il disastroso terremoto del 28 dicembre 1908 dello stretto di Messina, cui segue la pubblicazione del Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909 dal titolo *Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R.D. 15 Aprile 1909* e ne indica i comuni. L'altezza degli edifici veniva fissata fino a un massimo di 10 metri, considerando due soli piani. Per edifici con più di due piani e fino a un'altezza di 16 metri era necessario il parere favorevole del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Tuttavia, per questi ultimi edifici veniva stabilita una limitazione sulla destinazione d'uso, vietando alberghi, convitti, dormitori, ospedali e caserme. Per quanto riguarda la definizione dell'azione sismica, si prescriveva di considerare forze statiche orizzontali e verticali proporzionali ai pesi, introducendo quindi le forze sismiche, ma senza quantificarle. Nel Regio Decreto n. 1080 del 6 settembre 1912 si riportavano praticamente tutte le prescrizioni della norma del 1906, aggiornate con le indicazioni del Regio Decreto del 1909. L'unico articolo da evidenziare è il n. 25 che recita: "salvo quanto sarà stabilito con decreto ministeriale per i calcoli di stabilità e di resistenza degli edifici da costruire nei comuni colpiti dal terremoto, in questi calcoli si devono considerare: le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sovraccarico, aumentato di una percentuale che rappresenti l'effetto delle vibrazioni sussultorie; le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandolo con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni ed agenti in entrambi i sensi di ogni direzione". In questi punti della normativa si parla per la prima volta di sovrapposizione dei carichi e di azione sismica come azione dinamica, che si manifesta con accelerazioni che interessano tutte le masse, anche se non è specificata una loro precisa quantificazione. È importante sottolineare che fino a quegli anni sono ancora molto poche le aree classificate come sismiche, come si nota dalla figura seguente:





**Figura 1. Comuni classificati sismici nel 1909**

Con il terremoto di Avezzano del 1915, le aree classificate sismiche cui applicare le precedenti normative sono estese con il Regio Decreto n. 573 del 1915.



**Figura 2. Comuni classificati sismici nel 1915**

Un passo avanti dal punto di vista normativo si ha in seguito al terremoto dell'alto adriatico riminese e la successiva emanazione del Regio Decreto n. 1526 del 5 novembre 1916 che riprende le precedenti normative con delle aggiunte. All'elenco dei divieti si aggiunge quello di costruire "sul ciglio o al piede degli appicchi e su falde detritiche", ma la vera rivoluzione si ha nella quantificazione delle forze sismiche. Non si modificano le indicazioni precedenti, ma si precisa che l'incremento dei carichi verticali dovrà essere del 50% e che le accelerazioni orizzontali saranno così valutate: "i rapporti tra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli e i

corrispondenti pesi devono essere uguali ad un ottavo per il piano terra [...] e a un sesto per i piani superiori.” introducendo anche la distribuzione delle azioni orizzontali crescenti con l’altezza.

In seguito ad ulteriori terremoti, tra cui quelli del 1917 in Val Tiberina, nell’appennino Romagnolo del 1918, nel Mugello e Toscana meridionale del 1919 e nella Garfagnana nel 1920, venne emanato il Regio Decreto n. 2089 del 13 ottobre 1924 recante le *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni, e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comuni dichiarati zone sismiche*, dove le uniche novità sono le prescrizioni in cui si indica che le forze orizzontali e verticali non agiscono contemporaneamente e che la progettazione deve essere eseguita da parte di un ingegnere.

Seguirono il Regio Decreto n. 1099 del 23 ottobre 1925 dopo il terremoto di Ancona e Perugia, che non apportò modifiche significative, e il Regio Decreto n.7 05 del 3 aprile 1926 in seguito all’evento sismico di Siena e Grosseto. Con questo si introducevano le categorie sismiche, limitando a dieci metri e a due piani l’altezza dei fabbricati in zona sismica di prima categoria, e a 12 metri e tre piani in seconda categoria. Per le costruzioni in muratura ordinaria le altezze erano limitate per le costruzioni di prima categoria a 8 metri e per quelle in seconda categoria a 12 metri. Il successivo Regio Decreto n.431 del 13 marzo 1927 estende il concetto di zonazione sismica e indica le aree in seconda categoria. Alcuni comuni vengono declassati, molti altri invece vengono aggiunti nelle zone a rischio sismico.



**Figura 3. Zonazione e categorie sismiche, 1927**

Valgono le stesse prescrizioni della normativa precedente per quanto riguarda le limitazioni dei piani e si prescrive che i pilastri in cemento armato abbiano sezione minima di 30x30 cm. Anche le forze sismiche orizzontali da considerare in fase di progetto sono differenti a seconda della categoria: in categoria I le forze sismiche orizzontali corrispondono ad un ottavo della massa per il piano terra e a un sesto per i piani superiori, e la componente verticale è considerata come un incremento del 50%

della massa; in categoria II il rapporto è pari a un decimo per il primo piano e a un ottavo per i piani successivi, mentre la componente verticale è incrementata del 33%. Dopo i terremoti dei Colli Albani del 1927, quello del Friuli del 1928 e di Bologna del 1929, con il Regio Decreto n. 682 del 1930 furono inserite nella categoria II le rispettive aree colpite.



**Figura 4. Zonazione e categorie sismiche 1928-1930**

Seguirono il terremoto dell'Irpinia e delle Marche settentrionali nel 1930, del Monte Baldo nel 1932 e della Maiella nel 1933. Con il Regio Decreto n. 640 del 23 marzo 1935 vennero emanate le *Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti*. Riguardo le forze di progetto si ridusse a 0,4 il coefficiente per l'azione verticale, mentre per le azioni orizzontali il coefficiente sismico era fissato a 0,1 per la categoria I e 0,07 per la categoria II per tutti i piani in elevazione. Per la prima volta si parla di opere in conglomerato cementizio e di edifici con intelaiatura metallica. La norma indica di tener conto dei telai irrigiditi da "robuste pareti in mattoni pieni e malta cementizia", riducendo del 50% la forza sismica su telai non irrigiditi e riportando su quelli irrigiditi l'altro 50%.



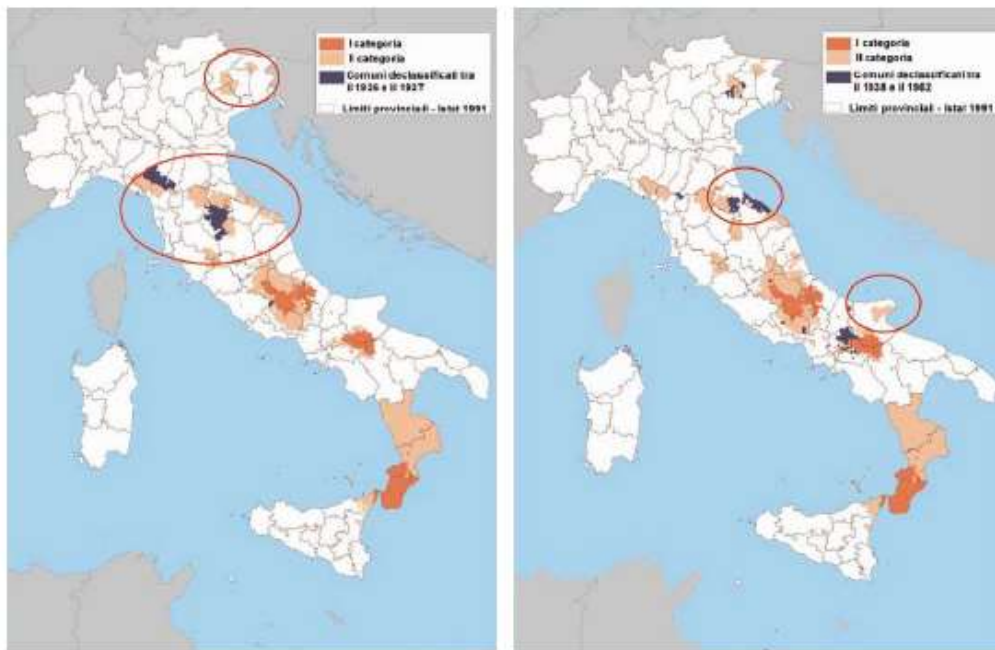
**Figura 5. Zonazione e categorie sismiche 1931 – 1935**

Con il terremoto dell'Aplago-Cansiglio del 1936 si ha la pubblicazione del Regio Decreto n. 2105 del 22 novembre 1937, in cui si richiamano tutti i principi della precedente normativa e si aggiorna la lista dei comuni ritenuti a rischio sismico.

Seguirono il terremoto nel Golfo di Palermo del 1940, poi quello delle Marche meridionali e Abruzzo del 1943, della Calabria centrale nel 1947, della Carnia nel 1959, della Valle della Velina nel 1961 e dell'Irpinia nel 1962. Fino al 1962 non si ebbero nuove normative in materia di costruzioni in zona sismica, si ebbero solo aggiornamenti delle liste dei comuni relative alle categorie di appartenenza.

La revisione della normativa con la Legge n. 1684 del 25 novembre 1962, introdusse novità esclusivamente sul calcolo dell'azione sismica verticale da considerare limitatamente alle strutture a sbalzo.

Successivamente i diversi terremoti del 1967 sui Monti Nebrodi, del 1968 nella Valle del Belice e del 1971 a Tuscania, portarono alla Legge n. 64 del 2 febbraio 1974, denominata *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche* che stabilisce che la classificazione sismica deve essere effettuata su basi tecnico-scientifiche.



**Figura 6 - 7. Zonazione e categorie sismiche 1936-1937 (6) - 1938-1962 (7)**

Viene di conseguenza emanato il Decreto Ministeriale n. 40 del 3 marzo 1975, *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, che disciplina le costruzioni da realizzarsi nelle zone dichiarate sismiche. In queste norme ritroviamo le novità emerse dal convegno di Messina, a cui avevano partecipato i maggiori esperti di ingegneria sismica americani e giapponesi. Le forze sismiche vengono definite in termini di “spettro di risposta”, in funzione del periodo proprio della struttura, ed è permesso il calcolo mediante analisi dinamiche.



**Figura 8. Zonazione e categorie sismiche, 1975**

Se con la normativa del 1975 la definizione di analisi strutturale è completa nei suoi aspetti statici e dinamici, ciò che manca è la modellazione. In questo periodo inizia tra

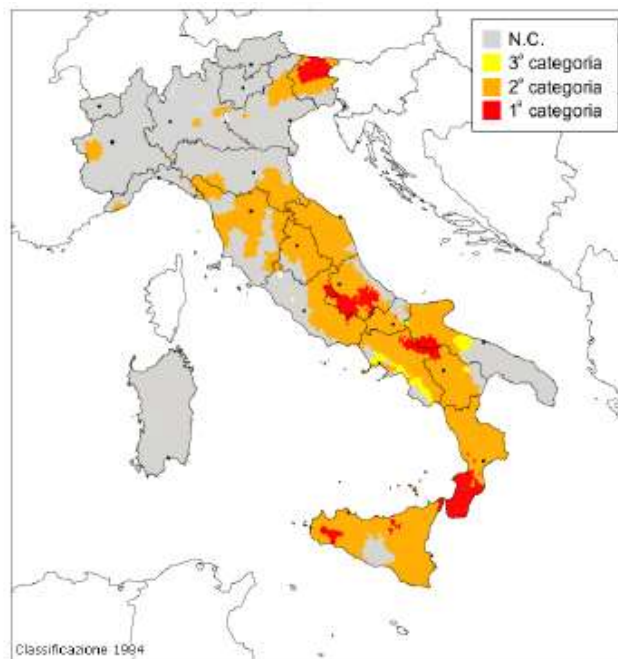
i professionisti la ricerca di programmi di calcolo semplificati, senza la preoccupazione di conoscere le teorie del comportamento post-elastico dei materiali e dell'interferenza tra strutture e tamponature.

Con la Legge n. 176 del 26 aprile 1976 *Norme per l'istituzione del servizio sismico e disposizioni inerenti ai movimenti sismici del 1971, del novembre e del dicembre 1972, del dicembre 1974 e del gennaio 1975, in comuni della provincia di Perugia*, viene creata l'Istituzione del Servizio Sismico Nazionale, con il compito di aggiornare la conoscenza della sismicità del territorio nazionale e di predisporre elementi tecnici per l'aggiornamento delle norme.

Nei cinque anni successivi si verificarono i terremoti del Friuli nel 1976, della Calabria meridionale e nel golfo di Patti nel 1978, nella Valnerina nel 1979 e infine nell'Irpinia e Basilicata nel 1980 che portarono a un successivo aggiornamento normativo. Innanzitutto, occorre menzionare la Legge Regionale del Friuli-Venezia Giulia n.30 del 20 giugno 1977, dove si introduce il metodo di calcolo POR per le murature, che rappresentava un primo modo di tener in conto la duttilità della struttura, ma solo per la muratura, con l'adozione di un modello non lineare elasto-plastico.

Seguirono la Legge n. 219 del 14 maggio 1981 in cui venivano dettati i provvedimenti per la ricostruzione dopo il terremoto di Campania e Basilicata, e poi l'importante Decreto Ministeriale n. 515 del 3 giugno 1981, in cui si introduce la zona sismica di terza categoria, di minor sismicità rispetto alle altre due.

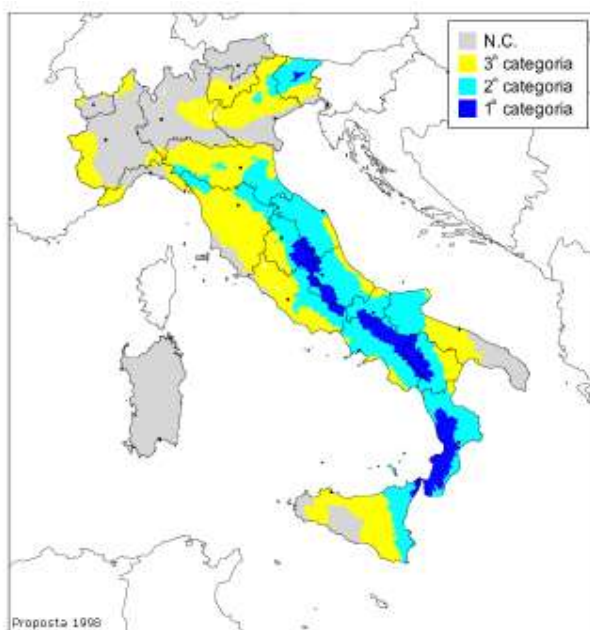
Con le Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche del 1984, i limiti della classificazione sismica del territorio italiano furono completamente ridisegnati con un notevole aumento di comuni interessati.



**Figura 9. Zonazione e categorie sismiche, 1984**

Il successivo passo si ha con il Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici del 16 gennaio 1996. Una novità importante è l'introduzione del metodo di verifica agli stati limite ammesso in alternativa a quello delle tensioni ammissibili. Nel decreto non si fa più riferimento al numero di piani dell'edificio, ma alla sua altezza massima e si introduce il controllo degli spostamenti per limitare il danneggiamento alle parti non strutturali e agli impianti.

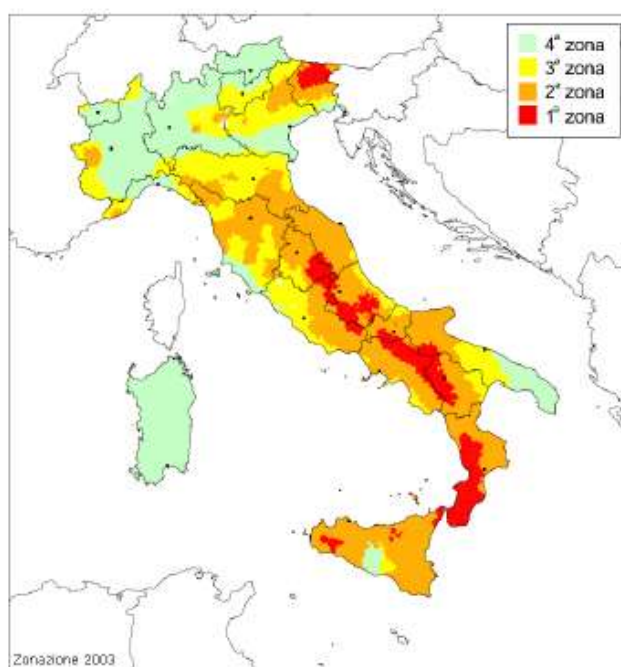
Nel 1998 il Servizio Sismico Nazionale propone uno studio di riclassificazione sismica del territorio denominato Proposta '98, che venne trasmesso al Ministero dei LL.PP. dopo l'approvazione della Commissione Grandi Rischi, ma mai adottato.



**Figura 10. Proposta di riclassificazione sismica del territorio, 1998**

Probabilmente questo modello di classificazione non venne adottato poiché aumentava notevolmente il numero di comuni in zona sismica. Poiché la competenza in materia di zonazione sismica venne demandata alle regioni con il Decreto Legislativo n. 112 del 1998, la proposta del Servizio Sismico Nazionale venne utilizzata prevalentemente come strumento di propaganda elettorale dagli amministratori dell'epoca.

Il 31 ottobre 2002 un terremoto colpì San Giuliano di Puglia, determinando il crollo della scuola elementare con il suo tragico bilancio di morte. Il sisma si manifestò in una zona non classificata sismica e che invece lo sarebbe stata sulla base della Proposta '98. L'ondata emotiva che scosse la Nazione accelerò la pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*.



**Figura 11. Zonazione sismica, OPCM 3274/2003**

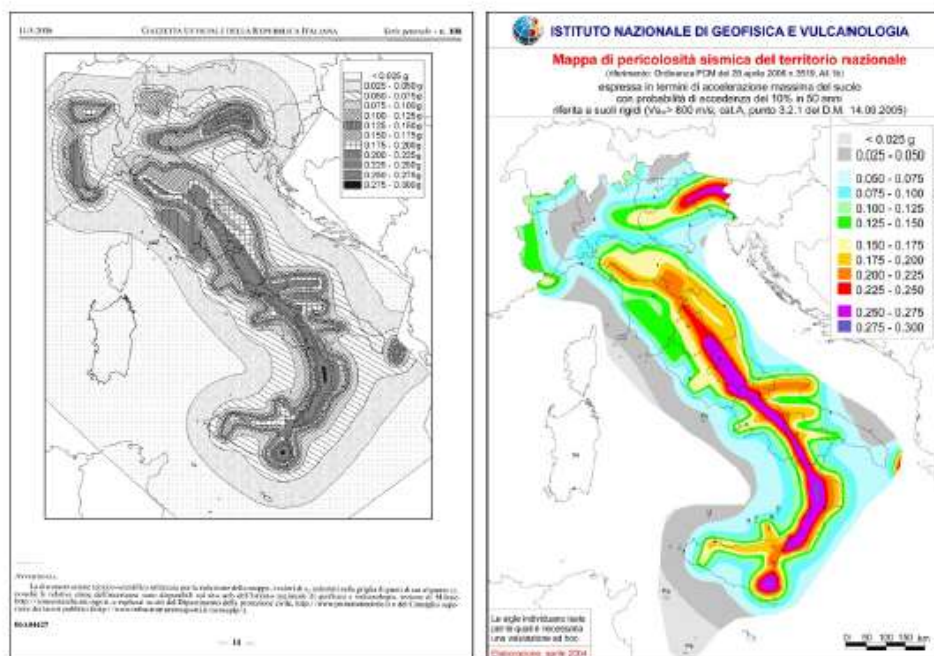
Tale norma, in linea con i principi adottati dagli eurocodici, conteneva i *Criteri per l'intervento nelle zone sismiche, individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone e le Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*. Era introdotta anche la zona sismica di quarta categoria, a bassa sismicità, facendo diventare sismico tutto il territorio nazionale.

L'OPCM 3274 introduceva un nuovo approccio progettuale di tipo "prestazionale", in cui l'obiettivo è il conseguimento di una prestazione adeguata nei confronti di condizioni limite. L'approccio di verifica conseguente all'impostazione prestazionale è basato sul metodo semiprobabilistico agli stati limite. In generale il valore di progetto d'effetto dell'azione sismica deve essere minore della resistenza/capacità di progetto dell'elemento strutturale. Per elementi duttili si parla rispettivamente di deformazioni indotte dal sisma e valori di deformazione limite, mentre per elementi fragili si parla di forze indotte dal sisma e valori di resistenza limite. Sono da verificare due stati limite, lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno, per i quali sono ammessi quattro differenti metodi di analisi: statica lineare, dinamica modale, statica non lineare e dinamica non lineare. Si forniscono spettri di risposta dettagliati in funzione del periodo della struttura, e si introduce il fattore di struttura  $q$  per tenere conto della capacità dissipativa della struttura. Viene introdotto il concetto di "capacity design", ovvero di progettazione delle modalità di danno e di collasso in cui i modi di rottura duttile devono precedere quelli di rottura fragile, da cui deriva il concetto nuovo di "gerarchia delle resistenze" introdotto dalla normativa e derivante dalle indicazioni dell'Eurocodice.

Seguono modifiche ed integrazioni dell'OPCM 3274 attraverso l'OPCM 3316 del 10 ottobre 2003, l'OPCM 3333 del 23 gennaio 2004, dove viene costituita la commissione per la redazione del "Testo unico della Normativa Tecnica", e l'OPCM 3431 del 3 maggio 2005, che viene poi trasformata nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2005. Gli aggiornamenti prevedono l'estensione dell'OPCM 3274 a tutte le costruzioni, migliori valutazioni dell'effetto del suolo di fondazione sulla base dell'Eurocodice 8 e la possibilità di suddividere le zone sismiche 1, 2 e 3 in sottozone con valori intermedi di accelerazione sismica al suolo.



Con il progetto DPC-INGV S1, vengono definiti nel 2006 i valori di riferimento dell'accelerazione sismica al suolo,  $a_g$ , sui nodi di una maglia di lato pari a 5 km per diversi periodi di ritorno da 30 a 2475 anni. Viene così definita una nuova mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione al suolo.



**Figura 12. Mappe di pericolosità sismica, DPC-INGV S1**

Le Norme Tecniche per le Costruzioni del gennaio 2008, entrate in vigore nel luglio 2009 a seguito del terremoto dell'Aquila dell'aprile 2009, rappresentano un recente, notevole ulteriore avanzamento. Nonostante qualche dettaglio che ricorda il passato, questa norma rappresenta un pieno recepimento degli Eurocodici, che sono espressamente richiamati come norme utilizzabili in Italia. Essa ribadisce la centralità del metodo semiprobabilistico agli stati limite nella verifica della sicurezza delle costruzioni. Il metodo delle tensioni ammissibili viene ancora citato, ma il suo utilizzo è limitato al caso di edifici ordinari ricadenti in zone a bassissima sismicità. Per ogni costruzione le azioni sismiche sono definite sulla base di un'accelerazione di riferimento propria, individuata in funzione delle coordinate geografiche dell'aria di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Per la prima volta si parla anche di metodi di verifica e di interventi per la mitigazione del rischio sismico sul patrimonio edilizio esistente.

Dopo circa 10 anni di essenza di decreti o circolari riguardanti aggiornamenti o supplementi alle Norme Tecniche, è stato pubblicato nel febbraio del 2018 ed è entrato in vigore nel marzo dello stesso anno il Nuovo DM 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC18). Nel febbraio 2019 è stata pubblicata la relativa Circolare esplicativa. La nuova, ultima norma contiene alcune differenze rispetto alla versione precedente e risulta più chiara ed esaustiva su molti aspetti riguardanti le verifiche di resistenza.

### ***1.3 Obbligo della verifica sismica di costruzioni esistenti***

Tra il 31 ottobre e il 2 novembre 2002 diverse scosse sismiche investirono il Molise e parte della Puglia. Quella più violenta, di magnitudo 5.8, venne registrata alle 11.32 del 31 ottobre e localizzata nella zona del basso Molise. Questa scossa provocò il crollo dell'Istituto scolastico comprensivo "Francesco Jovine" di San Giuliano di Puglia (CB): sotto le macerie persero la vita ventisette bambini e una maestra.

Quest'evento così terribile mise drammaticamente in evidenza l'insufficienza della classificazione e della protezione sismica del territorio nazionale. Anche a causa dell'onda emozionale che attraversò tutto il Paese, la risposta delle Istituzioni non si fece attendere. Meno di cinque mesi dopo, il 20 marzo 2003, fu emanata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (OPCM 3274/03)<sup>18</sup>, fondamentale atto legislativo che costituì l'inizio di uno straordinario rinnovamento normativo.

L'Ordinanza intendeva affrontare, in modo integrato e coordinato, i fattori fondamentali per la definizione del rischio sismico, cioè la pericolosità sismica del territorio e la vulnerabilità sismica delle costruzioni. Le principali novità riguardavano, infatti, una nuova mappatura della pericolosità sismica del territorio nazionale, con la definizione di quattro zone sismiche che lo comprendevano interamente, e l'introduzione di nuovi e più avanzati criteri di progettazione di strutture sismo-resistenti.

Allo stesso tempo fu introdotto, per la prima volta in Italia, l'obbligo della verifica sismica su alcune tipologie di fabbricati esistenti. I commi 3, 4, 5 e 6 dell'articolo 2 dell'ordinanza recitavano infatti:

- 3. È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2, secondo quanto definito nell'allegato 1.*
- 4. In relazione a quanto previsto al comma 3, entro sei mesi dalla data della presente ordinanza il Dipartimento della protezione civile e le regioni provvedono, rispettivamente per quanto di competenza statale e regionale, ad elaborare, sulla base delle risorse finanziarie disponibili, il programma temporale delle verifiche, ad individuare le tipologie degli edifici e delle opere che presentano le caratteristiche di cui al comma 3 ed a fornire ai soggetti competenti le necessarie indicazioni per le relative verifiche tecniche, che dovranno stabilire il livello di adeguatezza di ciascuno di essi rispetto a quanto previsto dalle norme.*
- 5. Nel caso di opere progettate secondo le norme vigenti successivamente al 1984 e relative, rispettivamente, alla prima categoria per quelle situate in zona 1, alla seconda categoria per quelle in zona 2 ed alla terza categoria per quelle in zona 3, non è prescritta l'esecuzione di una nuova verifica di adeguatezza alla norma.*
- 6. La necessità di adeguamento sismico degli edifici e delle opere di cui sopra sarà tenuta in considerazione dalle Amministrazioni pubbliche nella redazione dei*

*piani triennali ed annuali di cui all'art. 14 della legge 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modifiche ed integrazioni, nonché ai fini della predisposizione del piano straordinario di messa in sicurezza antisismica di cui all'art. 80, comma 21, della legge 27 dicembre 2002, n. 289.*

La necessità delle verifiche era motivata dalla consapevolezza che per un gran numero di opere strategiche per finalità di protezione civile, quali caserme, municipi, prefetture, reti di comunicazione e di distribuzione dell'energia, sulla cui completa funzionalità e operatività si basavano gli interventi per la gestione delle emergenze, non era paradossalmente noto il grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche. L'Ordinanza prevedeva anche la possibilità di investire fondi pubblici per l'esecuzione di tali verifiche, che si è poi concretizzata attraverso l'art. 32 bis del DL 30/09/03 n. 269<sup>2</sup> in cui si istituiva un fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, il cui uso è stato in parte disciplinato dalle successive OPCM 3362/04<sup>28</sup> e 3376/04<sup>29</sup> e s.m.i.

### **Tipologie di costruzioni da sottoporre a verifica**

Come indicato nella nota di chiarimenti pubblicata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC) il 29/03/04<sup>30</sup>, *“L'ordinanza avvia un'azione di ricognizione dello stato di sicurezza che durerà 5 anni ed interesserà obbligatoriamente (art. 2 comma 3):*

- *gli edifici di interesse strategico e le opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile,*
- *gli edifici e le opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.”*

Le tipologie di tali opere erano state definite nell'allegato 1 del DPCM n. 3685 del 21/10/03<sup>31</sup>, che si riporta per completezza:

#### *“Elenco A*

*Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico di competenza statale, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.*

##### *1. Edifici.*

*Edifici in tutto o in parte ospitanti funzioni di comando, supervisione e controllo, sale operative, strutture ed impianti di trasmissione, banche dati, strutture di supporto logistico per il personale operativo (alloggiamenti e vettovagliamento), strutture adibite all'attività' logistica di supporto alle operazioni di protezione civile (stoccaggio, movimentazione, trasporto), strutture per l'assistenza e l'informazione alla popolazione, strutture e presidi ospedalieri, il cui utilizzo abbia luogo da parte dei seguenti soggetti istituzionali:*

- 1) Organismi governativi;*
- 2) Uffici territoriali di Governo;*
- 3) Corpo nazionale dei Vigili del fuoco;*
- 4) Forze armate;*
- 5) Forze di polizia;*
- 6) Corpo forestale dello Stato;*
- 7) Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici;*

- 8) *Registro italiano dighe;*
- 9) *Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia;*
- 10) *Consiglio nazionale delle ricerche;*
- 11) *Croce rossa italiana;*
- 12) *Corpo nazionale soccorso alpino;*
- 13) *Ente nazionale per le strade e società di gestione autostradale;*
- 14) *Rete ferroviaria italiana;*
- 15) *Gestore della rete di trasmissione nazionale, proprietari della rete di trasmissione nazionale, delle reti di distribuzione e di impianti rilevanti di produzione di energia elettrica;*
- 16) *Associazioni di volontariato di protezione civile operative in più regioni.*

## *2. Opere infrastrutturali.*

- 1) *Autostrade, strade statali e opere d'arte annesse;*
- 2) *Stazioni aeroportuali, eliporti, porti e stazioni marittime previste nei piani di emergenza, nonché impianti classificati come grandi stazioni.*
- 3) *Strutture connesse con il funzionamento di acquedotti interregionali, la produzione, il trasporto e la distribuzione di energia elettrica fino ad impianti di media tensione, la produzione, il trasporto e la distribuzione di materiali combustibili (quali oleodotti, gasdotti, ecc.), il funzionamento di servizi di comunicazione a diffusione nazionale (radio, telefonia fissa e mobile, televisione).*

## *Elenco B*

*Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di competenza statale che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.*

### *1. Edifici:*

- 1) *Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane.*
- 2) *Strutture il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di danni ambientali (quali ad esempio impianti a rischio di incidente rilevante ai sensi del decreto legislativo 17 agosto 1999, n. 334, e successive modifiche ed integrazioni, impianti nucleari di cui al decreto legislativo 17 marzo 1995, n. 230, e successive modifiche ed integrazioni).*
- 3) *Edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese).*

### *2. Opere infrastrutturali.*

- 1) *Opere d'arte relative al sistema di grande viabilità stradale e ferroviaria, il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane, ovvero interruzioni prolungate del traffico.*
- 2) *Grandi dighe."*

È importante sottolineare che una prima ricognizione eseguita dal Dipartimento della Protezione Civile condusse a una stima di circa 75.000 edifici costruiti prima del 1980 da sottoporre a verifica, di cui circa 35.000 situati nelle zone sismiche 1 e 2. A questi edifici dovevano aggiungersi le infrastrutture, le reti di distribuzione e gli edifici commerciali. Questi numeri così grandi denotano chiaramente l'entità del problema e la necessità di ingenti risorse per poterlo affrontare.

## Livelli di verifica

Indicazioni specifiche per le verifiche tecniche erano state definite nell'allegato 2 del DPCM n. 3685 del 21/10/03<sup>31</sup> in cui, tra l'altro, si legge: "... Sulla base di quanto sopra, la sezione rischio sismico della Commissione nazionale grandi rischi ha approvato, nella seduta del 30 luglio 2003, un documento con il quale vengono, tra l'altro, fornite indicazioni utilmente applicabili per la realizzazione delle predette verifiche. Il suddetto documento, i cui contenuti sono stati condivisi dal Dipartimento della protezione civile che li fa ora propri per la parte di interesse con il presente atto, definisce tre livelli di acquisizione dati e di verifica, da utilizzare in funzione del livello di priorità e delle caratteristiche dell'edificio o dell'opera in esame. In particolare, il primo livello (livello 0) prevede unicamente l'acquisizione di dati sommari sull'opera ed è applicabile in modo sistematico a tutte le tipologie individuate. Si sottolinea il carattere di rilevazione statistica di questo livello di verifica, che esclude la possibilità di utilizzare i dati in modo puntuale per valutazioni di vulnerabilità di singole strutture. I livelli successivi (livello 1 e livello 2) si riferiscono alle categorie di opere ad elevata priorità, coerentemente con quanto indicato nell'ordinanza n. 3274 (i.e. collocate in zona sismica 1 e 2 e progettate in epoca antecedente rispetto alla classificazione del territorio del comune nella zona attuale), pur essendo ovviamente applicabili a qualsiasi edificio o opera indipendentemente dal fatto che presenti o meno tali caratteristiche. I livelli 1 e 2 si differenziano per il diverso livello di conoscenza ed i diversi strumenti di analisi e di verifica richiesti e si applicano in funzione della regolarità della struttura oggetto di verifica. ...” Per le operazioni da compiere con riferimento ai livelli 0, 1 e 2 e agli edifici in c.a. o in muratura si rimanda al testo del Decreto.

Nel seguito, la nota di chiarimenti pubblicata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC) il 29/03/04<sup>30</sup> ha specificato che “Le verifiche dovranno stabilire il livello di adeguatezza delle opere rispetto agli standards definiti dalle norme tecniche e dalla classificazione sismica emanati con l'ordinanza. I risultati delle verifiche permetteranno di avere anche una indicazione di priorità di intervento. La verifica non è richiesta se le nuove opere, gli interventi di adeguamento sismico, o di miglioramento controllato adottato dalle Regioni nei provvedimenti normativi post-sisma, sono stati progettati secondo le norme sismiche emanate successivamente al 1984 e tenendo conto delle categorie sismiche corrispondenti alle attuali zone sismiche 1, 2 e 3 così come individuate dall'Ordinanza (art. 2 comma 5).”

Come si nota, le indicazioni tecniche sopra riportate avevano lo scopo di condurre a verifiche di facile attuazione, di costo contenuto e in grado di fornire risultati significativi per la valutazione del livello di sicurezza. In sintesi, furono definiti i seguenti tre livelli di acquisizione di dati e di verifica, da utilizzare in funzione del livello di priorità e delle caratteristiche della costruzione in esame:

- livello 0: censimento anagrafico, dimensioni generali delle opere, data di costruzione, dati di esposizione, ubicazione in relazione alla pericolosità, inventario e dati di rischio;
- livello 1: opere ad alta priorità regolari, con fondazioni allo stesso livello, che non si trovino su suoli di categoria S1 o S2 e che non siano realizzati in prossimità di dirupi o creste, o su terreni franosi;
- livello 2: altre opere ad alta priorità non regolari.

Il livello 0 prevedeva unicamente l'acquisizione dei dati sommari della costruzione e ha il carattere di semplice rilevazione statistica. Questo livello è stato utilizzato da

regioni ed enti locali per predisporre gli elenchi di opere strategiche e rilevanti da sottoporre a verifica.

I livelli 1 e 2 erano relativi a effettive verifiche di sicurezza di opere individuate in termini di posizione, geometria, caratteristiche dei materiali e condizioni di sito. Per esse era prevista una modellazione strutturale differenziata in funzione della loro regolarità e del livello di conoscenza raggiunto. Pur essendo applicabili a qualsiasi opera, questi livelli si riferivano agli edifici e ai ponti collocati nelle zone a maggiore pericolosità sismica, che non erano stati realizzati in accordo alla normativa sismica successiva al 1984 e che avevano una destinazione d'uso strategica in caso di emergenza o particolarmente rilevante in caso di collasso.

### Le schede del Dipartimento della Protezione Civile

Per favorire l'omogeneità dei dati rilevati su tutto il territorio nazionale e la confrontabilità dei risultati delle verifiche di sicurezza, il DPC predispose alcune schede, sia per il livello 0 sia per i livelli 1 e 2.

La prima pagina della prima versione della “scheda di censimento dei dati di livello 0 ...” è riportata nella seguente figura:

| PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI<br>DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE<br>UFFICIO SERVIZIO SISMICO NAZIONALE   |   |   |                                    |                                       |
|---|---|---|------------------------------------|---------------------------------------|
| <b>SCHEDA DI CENSIMENTO DEI DATI DI "LIVELLO 0" PER GLI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO</b><br><small>(Ordinanza n. 3274/2003 - Articolo 2, commi 3 e 4)</small> |   |   |                                    |                                       |
| 1) Identificazione dell'edificio  |   |   |                                    |                                       |
| Regione   | Spazio riservato DPC  |   |                                    |                                       |
| Provincia   | Scheda n° _____ Data _____  |   |                                    |                                       |
| Comune  | Complesso edificio composto da _____ edifici  |   |                                    |                                       |
| Frazioni/Località   | Codice identificativo (secondo l'Allegato 1 - Decr. n. 3605 del 21/10/2001) _____   |   |                                    |                                       |
| Indirizzo   | Dati Catastrali Foglio _____ Allegato _____   |   |                                    |                                       |
| Num. Civico   | Parcele _____   |   |                                    |                                       |
| C.A.P.  | Posizione edificio: <input type="checkbox"/> Isolato <input type="checkbox"/> Interno <input type="checkbox"/> D'intimità <input type="checkbox"/> D'angolo |   |                                    |                                       |
|   | Coordinate geografiche (ED50 - UTM fuso 32-33) E _____ Fuso _____   |   |                                    |                                       |
|   | N _____   |   |                                    |                                       |
| Denominazione edificio _____  |   |   |                                    |                                       |
| Proprietario _____  |   |   |                                    |                                       |
| Utilizzazione _____   |   |   |                                    |                                       |
| 2) Dati dimensionali e età costruzione/ristrutturazione   |   |   |                                    |                                       |
| N° Piani totali con inerti  | Area a medio piano (m <sup>2</sup> )  | Superficie media di piano (m <sup>2</sup> ) | D                                  | Anno di progettazione                 |
| A   | B   | C   | E                                  | Anno di ultimazione della costruzione |
| F <input type="checkbox"/> Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione   |   |   |                                    |                                       |
| G Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura _____ G1 <input type="checkbox"/> A deg G2 <input type="checkbox"/> Miglior G3 <input type="checkbox"/> Altro  |   |   |                                    |                                       |
| 3) Materiale strutturale principale della struttura verticale   |   | Altro (specificare): _____                  |                                    |                                       |
| Concrete armato   | Acciaio   | Acciaio-ossidato                            | Mattone                            | Legno                                 |
| Misto (Mattone e c.a.)  | Prefabicati in c.a. o c.a.p.  | H _____                                     |                                    |                                       |
| A   | B   | C   | D                                  | E                                     |
| F   | G   | H   |                                    |                                       |
| 4) Dati di esposizione  |   |   |                                    |                                       |
| Numero di persone mediamente presenti durante la funzione ordinaria dell'edificio: _____  |   |   |                                    |                                       |
| 5) Dati geomorfologici  |   |   |                                    |                                       |
| Morfologia del sito   |   |   | Fenomeni frastosi                  |                                       |
| A <input type="checkbox"/> Collina  | B <input type="checkbox"/> Pendio Forte   | C <input type="checkbox"/> Pendio Biggero   | D <input type="checkbox"/> Pianura | E <input type="checkbox"/> Assenti    |
| F <input type="checkbox"/> Presenti   |   |   |                                    |                                       |
| Proprietario _____  |   |   | Firma _____                        |                                       |
| Codice fiscale _____  |   |   | Timbro _____                       |                                       |

Figura 13. Prima pagina della scheda di censimento dei dati di livello 0.

In seguito, la cosiddetta “scheda di sintesi della verifica sismica di livello 1 o di livello 2” è stata introdotta dall’art. 3 dell’Ordinanza n. 3502 del 09-03-2006<sup>32</sup>, che recita: “Per consentire al Dipartimento della Protezione Civile di raccogliere in maniera omogenea le informazioni ed i risultati derivanti dalle verifiche sismiche di cui all’art. 1, comma 3, lettera a), dell’ordinanza n. 3376 del 2004, le Amministrazioni dello Stato, che beneficiano dei finanziamenti di cui alla presente ordinanza nonché dei

finanziamenti di cui all'ordinanza n. 3376 del 2004, provvedono a compilare le schede tecniche di sintesi per gli edifici ed i ponti, con le relative istruzioni d'uso, riportate, rispettivamente, negli allegati 1 e 2 alla presente ordinanza”.

Tali allegati, di cui si riportano solo le prime pagine nelle figure 8 e 9, sono stati poi pubblicati nella successiva GU n. 76 del 31/03/06.

ALLEGATO 1



**PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI**  
**DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE**  
**UFFICIO SERVIZIO TECNICO NAZIONALE**

**SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI "LIVELLO 1" O DI "LIVELLO 2" PER GLI EDIFICI STRADORDINARI IN FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLAGGIO A RISULTO DI EVENTO SISMICO**  
(Ordinanza n. 3274/2002 - Art. 2, comma 2 e 4)

|  |  |   |   |
|--|--|---|---|
| <b>1) Identificazione dell'edificio</b>  |  | Spazio riservato (SPC)  |   |
| Regione  | Codice ISTAT                             | Codice DPCN   | N° programma integrativo                      |
| Provincia  | Codice ISTAT                             | Stato civile  | Indirizzo                                     |
| Comune   | Codice ISTAT                             | Composizione edifici (compresi di altri edifici)                            | Identificativo edificio                       |
| Frazioni/Località  |  | Identificativo edificio   | Identificativo edificio                       |
| Indirizzo  |  | Posizione edificio: □ Isolato □ Insieme □ (Sopralivello □) (Sottolivello □) | Coordinate geografiche (E99 - UTM Euro SD-30) |
| Map. Civ. n. _____   | GAAP _____                               | Alt. (m)  | Plano   |
| Denominazione edificio   | Progettista                              | Coordinate geografiche (E99 - UTM Euro SD-30)                               | Plano   |
| <b>2) Dati dimensionali e stile costruttivo/strutturazione</b>   |  |   |   |
| Stile costruttivo (Struttura di legno □) (Struttura di mattoni □) (Struttura di cemento □)   | Altezza totale al piano di copertura (m) | Area di copertura (m²)  | Area di abitazione (m²)                       |
| A □ B □ C □ D □ E □ F □ G □ H □ I □  |  |   |   |
| <input type="checkbox"/> Presenza di elementi significativi dello stile/struttura (Stile/struttura)                                    |  |   |   |
| <input type="checkbox"/> Area di progettazione ultima intervento eseguito fuori struttura □ Area □ A □ B □ C □ D □ E □ F □ G □ H □ I □ |  |   |   |
| <b>3) Materiale strutturale principale della struttura verticale</b>   |  |   |   |
| Materiale  |  | Altra (specificare)   |   |
| A □ B □ C □ D □ E □ F □ G □ H □ I □  |  |   |   |
| <b>4) Dati di esposizione</b>  |  |   |   |
| <input type="checkbox"/> Numero di persone mediamente presenti durante la funzione ordinaria (1/2)                                     |  |   |   |
| <b>5) Dati geomorfologici</b>  |  |   |   |
| Montagne ad ate  |  | Pianure/terrazze  |   |
| A □ B □ C □ D □  | E □ F □ G □ H □ I □                      | A □ B □ C □ D □   | E □ F □ G □ H □ I □                           |

Figura 14. Prima pagina della scheda di sintesi dei dati di livello 1 o di livello 2 per gli edifici<sup>32</sup>

ALLEGATO 2



**PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI**  
**DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE**  
**UFFICIO SERVIZIO TECNICO NAZIONALE**

**SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI "LIVELLO 1" O DI "LIVELLO 2" PER I PONTI STRADORDINARI IN FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLAGGIO A RISULTO DI EVENTO SISMICO**  
(Ordinanza n. 3274/2002 - Art. 2, comma 2 e 4)

|  |  |   |   |
|--|--|---|---|
| <b>1) Identificazione del ponte</b>  |  | Spazio riservato (SPC)  |   |
| Regione  | Codice ISTAT                             | Codice DPCN   | N° programma integrativo                      |
| Provincia  | Codice ISTAT                             | Stato civile  | Indirizzo                                     |
| Comune   | Codice ISTAT                             | Composizione edifici (compresi di altri edifici)                            | Identificativo edificio                       |
| Frazioni/Località  |  | Identificativo edificio   | Identificativo edificio                       |
| Indirizzo  |  | Posizione edificio: □ Isolato □ Insieme □ (Sopralivello □) (Sottolivello □) | Coordinate geografiche (E99 - UTM Euro SD-30) |
| Map. Civ. n. _____   | GAAP _____                               | Alt. (m)  | Plano   |
| Denominazione ponte  | Progettista                              | Coordinate geografiche (E99 - UTM Euro SD-30)                               | Plano   |
| <b>2) Dati dimensionali e stile costruttivo/strutturazione</b>   |  |   |   |
| Stile costruttivo (Struttura di legno □) (Struttura di mattoni □) (Struttura di cemento □)   | Altezza totale al piano di copertura (m) | Area di copertura (m²)  | Area di abitazione (m²)                       |
| A □ B □ C □ D □ E □ F □ G □ H □ I □  |  |   |   |
| <input type="checkbox"/> Presenza di elementi significativi dello stile/struttura (Stile/struttura)                                    |  |   |   |
| <input type="checkbox"/> Area di progettazione ultima intervento eseguito fuori struttura □ Area □ A □ B □ C □ D □ E □ F □ G □ H □ I □ |  |   |   |
| <b>3) Tipologia strutturale e materiale principale della struttura</b>   |  |   |   |
| Materiale  |  | Altra (specificare)   |   |
| A □ B □ C □ D □ E □ F □ G □ H □ I □  |  |   |   |
| <b>4) Dati di esposizione</b>  |  |   |   |
| <input type="checkbox"/> Numero di persone mediamente presenti durante la funzione ordinaria (1/2)                                     |  |   |   |
| <b>5) Dati geomorfologici</b>  |  |   |   |
| Montagne ad ate  |  | Pianure/terrazze  |   |
| A □ B □ C □ D □  | E □ F □ G □ H □ I □                      | A □ B □ C □ D □   | E □ F □ G □ H □ I □                           |

Figura 15. Prima pagina della scheda di sintesi dei dati di livello 1 o di livello 2 per i ponti<sup>32</sup>

## Le verifiche dopo il DM 14/01/08

L'approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni con DM 14/01/08<sup>23</sup> (NTC08) ha modificato il quadro normativo di riferimento, con un notevole avanzamento sul tema delle verifiche di sicurezza delle costruzioni esistenti. A tale argomento, infatti, è dedicato l'intero capitolo 8 delle NTC08, insieme ai corrispondenti paragrafi della Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008<sup>23</sup>.

Poiché l'ultimo capoverso del comma 2 dell'art. 2 dell'OPCM 3274<sup>18</sup> recita: *"I documenti di cui agli allegati 1, 2, 3 e 4 potranno essere oggetto di revisione o aggiornamento, anche sulla base dei risultati della loro sperimentazione ed applicazione e con particolare riferimento agli interventi di riduzione del rischio sismico nei centri storici, con il concorso di tutte le componenti istituzionali e scientifiche interessate"*, appare evidente che a partire dall'anno 2008 le verifiche di vulnerabilità sismica delle costruzioni esistenti dovevano essere eseguite in accordo alle prescrizioni delle NTC08.

Alcune indicazioni in proposito sono contenute nel manuale d'uso di un apposito programma informatico che il DPC ha messo a disposizione di tutti i soggetti attuatori dell'Ordinanza già nel dicembre 2008<sup>35</sup>, con l'intento di favorire la formazione di un archivio unificato dei dati di tutte le verifiche sismiche raccolti mediante la scheda di sintesi.



**Figura 16. Frontespizio del manuale per l'informatizzazione delle schede di sintesi<sup>10</sup>**

Nell'introduzione del manuale, infatti, si legge: *"... A seguito dell'approvazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni, con il DM 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 (Suppl. Ord. n.30), il DPC ha ritenuto opportuno che le verifiche sismiche fossero effettuate con riferimento a queste nuove disposizioni, anche nel corso del periodo transitorio antecedente la loro entrata in vigore, con l'esclusione di quelle già avviate, ma con l'intento di uniformare l'insieme complessivo dei dati raccolti al nuovo quadro normativo. Di conseguenza anche la scheda di sintesi è stata aggiornata, in accordo alle novità introdotte dalle NTC 2008, in particolare, a quelle dovute alla diversa modalità di definizione dell'azione sismica e degli stati limite di riferimento per le verifiche. Il*



*programma di informatizzazione, già realizzato con riferimento alla prima versione della Scheda, è stato di conseguenza aggiornato. Il nuovo programma, illustrato nel presente manuale, prevede infatti la possibilità di operare sia sui dati della prima versione della Scheda di sintesi relativa alle modalità di verifica previste nella l'OPCM/3274, sia su quelli della versione aggiornata conformemente alle NTC 2008."*

La prima pagina della scheda di sintesi aggiornata alle NTC08 è riportata nella seguente figura 5. In ogni caso, la questione è stata poi chiarita ufficialmente all'interno della Circolare del Dipartimento della Protezione Civile DPC/SISM/0031471 del 21/04/10<sup>36</sup> in cui si fa esplicito riferimento alle NTC08 e si propongono negli allegati 1 e 2 le versioni aggiornate delle schede di sintesi di livello 0 per gli edifici e per i ponti, di cui si riportano le prime pagine nelle successive figure 6 e 7.

L'argomento è stato infine ripreso nel successivo documento del Dipartimento della Protezione Civile DPC/SISM/0092847 del 09/12/2010<sup>12</sup>, in cui, tra l'altro, si legge: *"... Si richiama, infine, la necessità che tutte le Amministrazioni beneficiarie dei finanziamenti [...], rendano omogenee le verifiche sismiche effettuate con riferimento agli allegati 2 e 3 all'OPCM 3274 del 20/03/2003 e s.m.i. a quelle effettuate con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008."*

## **Tempistica**

Secondo l'OPCM 3274/03, le verifiche dovevano essere eseguite entro 5 anni dalla pubblicazione della stessa ordinanza, ma questo termine è stato più volte rinviato. L'ultima proroga è stata concessa fino al 31 marzo 2013 (art. 1 comma 421 della Legge 228 del 24/12/2012) e da allora non è stata più rinnovata.

Entro questa data i proprietari o i gestori delle opere e infrastrutture, strategiche e rilevanti, avrebbero dovuto eseguire un censimento completo di tutte le opere che dovevano essere sottoposte a verifica trasmettendo al DPC le corrispondenti "Schede di Sintesi di Livello 0" (Allegato 1 e Allegato 2 alla circolare DPC/SISM n. 31471 del 21/04/10<sup>11</sup>). Allo stesso tempo avrebbero dovuto programmare, con prospettive temporali realistiche, il completamento delle relative verifiche sismiche.



**SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO**  
(Ordinanza n. 3274/2003 - Articolo 2, commi 3 e 4, DM 14/01/2008)

|   |   |  |                                 |
|---|---|--|---------------------------------|
| <b>1) Identificazione dell'edificio</b>   |   | Spazio riservato DPC                   |                                 |
| Regione   | Codice Istat  | Codice DPCM                            | N° progressivo intervento       |
|   |   | Scheda n°                              | Data                            |
| Provincia   | Codice Istat  | Complesso edificio composto da edifici |                                 |
|   |   | Codice identificativo                  |                                 |
| Comune  | Codice Istat  | Dati Catastrali                        | Foglio                          |
|   |   | Allegato                               |                                 |
| Frazione/Località   | Particelle  |  |                                 |
| Indirizzo   | Posizione edificio 1 <input type="radio"/> Isolato 2 <input type="radio"/> Interno 3 <input type="radio"/> D'estremità 4 <input type="radio"/> D'angolo |  |                                 |
| Coordinate geografiche (ED50 - UTM fuso 32-33)  |   |  |                                 |
| E   |   | Fuso                                   |                                 |
| N   |   |  |                                 |
| Mun. Civico... C.A.P.   |   |  |                                 |
| Denominazione edificio  |   |  |                                 |
| Proprietario  |   |  |                                 |
| Utilizzatore  |   |  |                                 |
| <b>2) Dati dimensionali ed età costruzione/ristrutturazione</b>                           |   |  |                                 |
| N° Piani totali con interrati   | Altezza media di piano [m]  | Superficie media di piano [m²]         | Volume oggetto di verifica [m³] |
| A   | B   | C                                      | D                               |
| E Anno di progettazione   |   |  |                                 |
| F Anno di ultimazione della costruzione   |   |  |                                 |
| G <input type="checkbox"/> Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione |   |  |                                 |
| G Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura                        |   |  |                                 |
|   |   | G1                                     | G2                              |
|   |   | G3                                     | G4                              |
| <b>3) Materiale strutturale principale della struttura verticale</b>                      |   |  |                                 |
| Calcestruzzo armato   | Acciaio   | Acciaio ad alta resistenza             | Mattone                         |
| A   | B   | C                                      | D                               |
| E Legno   |   |  |                                 |
| F Misto (Mattone e c.a.p.)  |   |  |                                 |
| G Prefabbricati in c.a. o c.a.p.  |   |  |                                 |
| H Altro (specificare)   |   |  |                                 |
| Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio        |   |  |                                 |
| <b>5) Dati geomorfologici</b>   |   |  |                                 |
| Morfologia del sito   |   | Fenomeni franosi                       |                                 |
| A O   | B O   | C O                                    | D O                             |
| Cresta/Drugo  | Pendio Forte  | Pendio leggero                         | Pianura                         |
| E O   |   | F O                                    |                                 |
| Assenti   |   | Presenti                               |                                 |

Figura 17. Prima pagina della scheda di sintesi della verifica sismica aggiornata al DM 14/01/08<sup>35</sup>



**SCHEDA DI SINTESI DI LIVELLO 0 DI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO**  
(Ordinanza n. 3274/2003 - Articolo 2, commi 3 e 4, D.M. 14/1/2008, circolare DPC/SISM n. 31471 del 21.4.2010)

|   |   |  |                           |
|---|---|--|---------------------------|
| <b>1) Identificazione dell'edificio</b>   |   | Spazio riservato DPC                   |                           |
| Regione   | Codice Istat  | Codice DPCM                            | N° progressivo intervento |
|   |   | Scheda n°                              | Data                      |
| Provincia   | Codice Istat  | Complesso edificio composto da edifici |                           |
|   |   | Codice identificativo                  |                           |
| Comune  | Codice Istat  | Dati Catastrali                        | Foglio                    |
|   |   | Allegato                               |                           |
| Frazione/Località   | Particelle  |  |                           |
| Indirizzo   | Posizione edificio 1 <input type="radio"/> Isolato 2 <input type="radio"/> Interno 3 <input type="radio"/> D'estremità 4 <input type="radio"/> D'angolo |  |                           |
| Coordinate geografiche (ED50 - UTM fuso 32-33)  |   |  |                           |
| E   |   | Fuso                                   |                           |
| N   |   |  |                           |
| Mun. Civico... C.A.P.   |   |  |                           |
| Denominazione edificio  |   |  |                           |
| Proprietario  |   |  |                           |
| Utilizzatore  |   |  |                           |
| <b>2) Dati dimensionali ed età costruzione/ristrutturazione</b>                           |   |  |                           |
| N° Piani totali con interrati   | Altezza media di piano [m]  | Superficie media di piano [m²]         | Anno di progettazione     |
| A   | B   | C                                      | D                         |
| E Anno di ultimazione della costruzione   |   |  |                           |
| F <input type="checkbox"/> Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione |   |  |                           |
| G Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura                        |   |  |                           |
|   |   | G1                                     | G2                        |
|   |   | G3                                     | G4                        |
| <b>3) Materiale strutturale principale della struttura verticale</b>                      |   |  |                           |
| Calcestruzzo armato   | Acciaio   | Acciaio ad alta resistenza             | Mattone                   |
| A   | B   | C                                      | D                         |
| E Legno   |   |  |                           |
| F Misto (Mattone e c.a.p.)  |   |  |                           |
| G Prefabbricati in c.a. o c.a.p.  |   |  |                           |
| H Altro (specificare)   |   |  |                           |
| Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio        |   |  |                           |
| Ore di fruizione ordinaria nel giorno   |   | Mesi di fruizione ordinaria nell'anno  |                           |
|   |   |  |                           |

Figura 18. Prima pagina della scheda di sintesi di livello 0 per gli edifici<sup>36</sup>

ALLEGATO 2:



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE  
UFFICIO RISCHIO SISMICO

SCHEDA DI SINTESI DI "LIVELLO 0" PER I PONTI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO  
(Ordinanza n. 3274/2003 - Articolo 2, commi 3 e 4, D.M.14/1/2008, circolare DPC/SISM n. 21471 del 21.4.2010)

|  |                          |   |                                       |               |                |               |                     |  |
|--|--------------------------|---|---------------------------------------|---------------|----------------|---------------|---------------------|--|
| 1) Identificazione del ponte   |                          | Spazio riservato DPC  |                                       |               |                |               |                     |  |
| Regione  |                          | Codice DPCM   | N° progressivo intervento             |               |                |               |                     |  |
| Codice Istat   |                          | Scheda n°   | Data                                  |               |                |               |                     |  |
| Provincia  |                          | Denominazione rete viaria/ferrov                                      |                                       |               |                |               |                     |  |
| Codice Istat   |                          | Identificativo struttura  |                                       |               |                |               |                     |  |
| Comune   |                          | Codice identificativo (secondo l'art. 1 Decr. n. 3085 del 21/10/2003) |                                       |               |                |               |                     |  |
| Codice Istat   |                          | O Ponte   |                                       |               |                |               |                     |  |
|  |                          | O Cavalcavia  |                                       |               |                |               |                     |  |
| Frazione/Località  |                          | Coordinate geografiche (ED50 - UTM fuso 32-33) [Km]                   |                                       |               |                |               |                     |  |
| Progr. dal Km  | al Km                    | E   | Fuso                                  |               |                |               |                     |  |
|  |                          | N   |                                       |               |                |               |                     |  |
| Denominazione ponte  |                          |   |                                       |               |                |               |                     |  |
| Proprietario   |                          |   |                                       |               |                |               |                     |  |
| Cessionario  |                          |   |                                       |               |                |               |                     |  |
| 2) Dati dimensionali e età costruzione/ristrutturazione                        |                          |   |                                       |               |                |               |                     |  |
| Superficie totale del ponte [m²]   | Numero totale di campate | Anno di progettazione   | Anno di ultimazione della costruzione |               |                |               |                     |  |
| A  | B                        | D   | E                                     |               |                |               |                     |  |
| Anno di progettazione di eventuali interventi di modifica sostanziale eseguiti |                          |   |                                       |               |                |               |                     |  |
| F  |                          |   |                                       |               |                |               |                     |  |
| 3) Tipologia strutturale e materiale principale delle strutture                |                          |   |                                       |               |                |               |                     |  |
| P. trav. appoggiate  |                          | P. trav. stampati   | Ponte a telaio                        | Ponte ad arco | Ponte stralato | Ponte sospeso | Altro (specificare) |  |
| A  | B                        | C   | D                                     | E             | F              | G             | H                   |  |
| Elem. Strutt.  |                          | 1   | Spalle                                | 2             | Pile           | 3             | Impalcato           |  |
| A  | C.a.p.                   |   | O                                     |               | O              |               | O                   |  |
| B  | C.a.                     |   | O                                     |               | O              |               | O                   |  |
| C  | Acciaio                  |   | O                                     |               | O              |               | O                   |  |
| D  | Acciaio - c/c            |   | O                                     |               | O              |               | O                   |  |
| E  | Muratura                 |   | O                                     |               | O              |               | O                   |  |
| F  | Altro                    |   | O                                     |               | O              |               | O                   |  |

Figura 19. Prima pagina della scheda di sintesi di livello 0 per i ponti<sup>36</sup>

## Le linee guida regionali

Le novità introdotte dall'OPCM 3274/03 e la particolarità delle verifiche richieste indussero alcune Regioni ed enti pubblici a redigere specifiche linee guida, con lo scopo di ottenere risultati omogenei e confrontabili tra di loro in modo da consentire la predisposizione di un programma temporale di interventi.

Tra queste rivestono una certa importanza quelle sviluppate per la Regione Basilicata dal Centro di competenza regionale sul rischio sismico (CRiS) e pubblicate nell'ottobre 2005<sup>38</sup>, subito dopo l'aggiornamento dell'OPCM 3274/03 con la successiva OPCM 3431/05<sup>20</sup>. Queste linee guida chiariscono tutti gli aspetti delle verifiche richieste dall'OPCM 3274/03 e s.m.i., presentando anche una metodologia semplificata per la valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico.

Di contenuto analogo sono quelle sviluppate per la Regione Abruzzo dal Dipartimento DISAT dell'Università di L'Aquila e pubblicate nel giugno 2007<sup>15</sup>, anch'esse rivolte alla definizione di un metodo per valutazione della resistenza sismica delle costruzioni ai sensi dell'OPCM 3274/03.

Molto significative, infine, sono le linee guida adottate nel 2010 dalla Regione Puglia<sup>16</sup> e sviluppate dal dipartimento Icar del Politecnico di Bari. Pubblicate dopo l'entrata in vigore delle NTC08<sup>23</sup> e della Circolare 617<sup>24</sup> queste linee guida avevano lo scopo di *“... fornire le indicazioni metodologiche e operative da seguire, con riferimento alle vigenti normative italiane – i cui contenuti sono ripresi e armonizzati in funzione degli specifici obiettivi delle attività – integrandole con utili indicazioni complementari. Le modalità di verifica sono state infatti concepite nell'intento di fornire risultati congruenti con le attuali NTC, in maniera tale che tutte le operazioni di conoscenza e valutazione possano essere integralmente utilizzate dall'ente preposto all'atto della definizione dell'eventuale progetto di adeguamento, miglioramento o riparazione ...”*. Questo testo, decisamente articolato e ricco di contenuti, rappresenta ancora oggi un utile riferimento nel campo delle verifiche della vulnerabilità sismica degli edifici.

### **Obbligatorietà degli interventi di miglioramento o di adeguamento sismico**

Qualora la verifica sismica di una costruzione strategica o rilevante non dia esito positivo, la Circolare 617<sup>24</sup> specifica che: *“... È evidente che i provvedimenti detti [provvedimenti da adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC] sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione [come le azioni sismiche]. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito ...”*

## **Edifici tutelati**

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici tutelati e la riduzione del loro rischio sismico è governata dalla Direttiva della Presidenza del Consiglio dei Ministri (repertorio n. 504 del 10/02/2011) e dalle corrispondenti linee guida<sup>17</sup>, che tiene conto della loro peculiarità rispetto agli edifici non tutelati.

In particolare la Direttiva, che fa esplicito riferimento alle NTC08<sup>23</sup> e alla Circolare 617<sup>24</sup>, *“... è stata redatta con l'intento di specificare un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto degli eventuali interventi, concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale; la finalità è quella di formulare, nel modo più oggettivo possibile, il giudizio finale sulla sicurezza e sulla conservazione garantite dall'intervento di miglioramento sismico. In particolare, il documento è riferito alle sole costruzioni in muratura ...”*

## Le Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al DM 17/01/2018

L'approvazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al DM 17/01/2018 (NTC18)<sup>25</sup> e della successiva Circolare applicativa del 21/01/2019 (C7/19)<sup>26</sup> ha ulteriormente modificato il riferimento normativo. Le significative variazioni rispetto alla norma precedente<sup>8,9</sup>, soprattutto con riferimento alla variazione dei livelli di sicurezza sismica previsti per le costruzioni esistenti, fa prevedere un imminente allineamento di tutto l'impianto normativo alle NTC18.

Per le costruzioni esistenti, la novità forse più importante è costituita dall'introduzione del coefficiente  $\xi_E$  per la valutazione del livello di sicurezza sismico di una costruzione esistente. Questo coefficiente è definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche dinamiche. Il parametro di confronto dell'azione sismica è, in generale, l'accelerazione al suolo  $a_g S$ , dove  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale su suolo rigido, mentre  $S$  è un coefficiente di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. L'indice di sicurezza così definito fornisce la vulnerabilità di una costruzione in funzione della pericolosità sismica del sito. Di conseguenza un valore specifico di  $\xi_E$  indica lo stesso livello di sicurezza indipendentemente dalla sismicità dell'area in esame.

Per la verifica e l'adeguamento degli edifici scolastici e di quelli strategici i punti più rilevanti sono:

- è obbligatoria la verifica statica e sismica degli edifici scolastici;
- la verifica statica, relativa alle “azioni controllate dall'uomo”, deve essere soddisfatta secondo le vigenti NTC, altrimenti è obbligatorio l'intervento;
- l'intervento non è obbligatorio se non è soddisfatta la verifica sismica; l'indice di sicurezza  $\xi_E$  può essere inferiore all'unità, *ma non è definito un valore minimo accettabile*;
- se si esegue un intervento di miglioramento di un edificio scolastico, bisogna raggiungere un indice di sicurezza  $\xi_E \geq 0.6$ ;
- se si vuole adibire a scuola un edificio esistente avente altra destinazione d'uso, bisogna raggiungere un indice di sicurezza  $\xi_E \geq 0.8$ .

Va rilevato, tuttavia, che esiste ancora un vuoto normativo nel caso in cui non è soddisfatta la verifica sismica di un edificio strategico e in particolare di un edificio scolastico, che andrebbe colmato al più presto. Così come le norme tecniche definiscono i requisiti minimi in termini di capacità statica e sismica per le nuove costruzioni, allo stesso modo dovrebbero definire analoghi requisiti minimi per le costruzioni esistenti, tenendo conto delle ovvie differenze<sup>20</sup>.

### **Riferimenti bibliografici**

1. *Norme e provvedimenti presi nel Regno di Napoli dopo il terremoto calabro-siculo, 1783.*
2. *Regolamento edilizio Pontificio per la città di Norcia, 28 aprile 1860.*
3. *Relazione della Commissione per le Prescrizioni edilizie dell'isola di Ischia, 1883.*
4. Regio Decreto n. 511 del 16 settembre 1906, *Norme per la costruzione e il restauro degli edifici danneggiati dal terremoto nelle province calabresi e in quella di Messina.*
5. Regio Decreto n. 193 del 18 Aprile 1909, *Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri elencati nel R.D 15 aprile 1909 e ne designa i comuni, G.U. n.95 del 22 aprile 1909.*
6. Regio Decreto n. 573 del 29 aprile 1915, *Norme tecniche ed igieniche da osservarsi per i lavori di edilizia nelle località colpite dal terremoto del 13 gennaio 1915, G.U. n.117, 11 maggio 1915.*
7. Regio Decreto n. 2089 del 13 ottobre 1924, *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comuni dichiarati zone sismiche, G.U. n.303, 30 dicembre 1924.*
8. Regio Decreto n. 705 del 3 aprile 1926; *Modificazioni delle norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le località colpite dai terremoti.*
9. Regio Decreto n. 431 del 13 marzo 1927; *Norme tecniche ed igieniche di edilizia antisismica per i paesi colpiti da terremoti, G.U. n.82, 8 aprile 1927.*
10. Regio Decreto n. 640 del 23 marzo 1935; *Nuovo Testo Unico delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti, G.U. n.120, 22 maggio 1935.*
11. Regio Decreto n. 2105 del 22 novembre 1937; *Nuove Norme tecniche di edilizia per tutti i comuni del regno e speciali norme tecniche di edilizia asismica per i paesi colpiti dai terremoti, G.U. n.298, 27 dicembre 1937.*
12. Legge n. 1684 del 25 novembre 1962; *Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche, G.U. n.326, 22 dicembre 1962.*
13. Legge n. 64 del 2 febbraio 1974; *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche, G.U. n.76, 21 marzo 1974.*
14. Legge n. 176 del 26 aprile 1976; *Norme per l'istituzione del servizio sismico e disposizioni inerenti ai movimenti sismici del 1971, del novembre e dicembre 1972, del dicembre 1974 e del gennaio 1975, in comuni della provincia di Perugia, G.U. n.120, 7 maggio 1976.*
15. DM 24 gennaio 1986; *Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche, G.U. n.108, 12 maggio 1986.*
16. DM 9 gennaio 1996; *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche, G.U. Repubblica Italiana n.29, 5 febbraio 1996.*

17. OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003; *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*
18. OPCM n. 3316 del 10 ottobre 2003; *Modifiche ed integrazioni all'OPCM n.3274*, G.U. n.72, 8 maggio 2003.
19. OPCM n. 3333 del 23 gennaio 2004; *Disposizioni Urgenti di Protezione Civile*, G.U. n.26, 2 febbraio 2004.
20. OPCM n. 3431 del 3 maggio 2005; *Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza n.3274 come modificato all'OPCM n.3431 del 3 maggio 2005*, G.U. n.107, 10 maggio 2004.
21. DM 14 settembre 2005; *Norme Tecniche per le costruzioni*, G.U. n.222, 23 settembre 2005.
22. OPCM n. 3519 del 28 aprile 2006, *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*, G.U. n.108, 11 maggio 2006.
23. D.M. 14 gennaio 2008. *Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, 2008, (NTC08).
24. Circolare 2 febbraio 2009 n. 617. *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.*
25. D.M. 17 gennaio 2018. *Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8, 2018, (NTC18).
26. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7. *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.*
27. Decreto Legge n. 269 del 30/09/03 - *Disposizioni urgenti per favorire lo sviluppo e per la correzione dell'andamento dei conti pubblici* (GU n. 229 del 02/10/03)
28. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 08/07/2004 - *Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326* (GU n. 165 del 16/07/04)
29. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3376 del 17/09/2004 - *Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326* (GU n. 225 del 24/09/04).
30. Nota del Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale - del 29 marzo 2004 - *Elementi informativi sull'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"* (G.U. n. 105 del 08/05/03).



31. Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3685 del 21/10/03 - Dipartimento della Protezione civile - *Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"* (GU n. 252 del 29/10/03).
32. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3502 del 09/03/2006 - *Ulteriori disposizioni relative al fondo per gli interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326* (GU n. 63 del 16/03/06).
33. DPC - ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica). *Manuale d'uso del programma per l'informatizzazione della scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico* (versione 2 - dicembre 2008).
34. Nota del Dipartimento della Protezione Civile del 29/04/2010 – *Circolare sullo stato delle verifiche previste dall'OPCM 3274/03 e programmi futuri* (DPC/SISM/0031471).
35. Nota del Dipartimento della Protezione Civile del 09/12/2010 – *Archiviazione e trasmissione dei dati delle schede di livello 0, 1 e 2 delle verifiche sismiche di opere strategiche e rilevanti effettuate in conformità alle circolari del Capo Dipartimento della Protezione Civile Nazionale prot. DPC/SISM/31471 del 21/04/2010, prot. DPC/SISM/75499 del 07/10/2010 e prot. DPC/SISM/83283 del 04/11/2010* (DPC/SISM/0092847).
36. Dolce M., Masi A., *Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti*. Regione Basilicata, Centro di competenza regionale sul rischio sismico (CRiS), ottobre 2005.
37. Beolchini G., Goretti A., Iannarelli E.D., *Linee guida per la valutazione della resistenza sismica degli edifici strategici e rilevanti*. Regione Abruzzo, Università dell'Aquila, 2007.
38. Mezzina M., Porco F., Raffaele D., Uva G., *Linee guida per la valutazione della sicurezza di edifici con struttura in C.A. o in muratura*. AdB Puglia, Dipartimento Icar del Politecnico di Bari, 2010.
39. Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri *per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008*. Repertorio n. 504 del 10/02/2011.
40. Clemente P., Buffarini G. Saitta F., Bongiovanni G., *Sicurezza degli edifici scolastici esistenti: fin dove arriva il compito dell'ingegnere?* Ingenio n. 73, 2019.

## CAPITOLO II

# VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

### 2.1 Introduzione

La progettazione di nuovi edifici in calcestruzzo armato in zona sismica si basa sul *performance based design* e sul *criterio di gerarchia delle resistenze* o *capacity design*.

Per *gerarchia delle resistenze* si intende l'insieme delle regole da seguire nella progettazione degli elementi strutturali in base alla loro importanza all'interno della costruzione. Con riferimento agli *SLU*, il loro dimensionamento avviene in modo da favorire l'insorgere di meccanismi di rottura di tipo duttile, come quelli associati alla sollecitazione di flessione, e di prevenire la formazione di meccanismi di tipo fragile, come quelli associati alla sollecitazione di taglio. Il danno strutturale, inoltre, deve manifestarsi prevalentemente negli elementi trave invece che negli elementi pilastro, in maniera da evitare il collasso globale della costruzione.

In definitiva, progettare secondo il *criterio di gerarchia delle resistenze* garantisce che la struttura manifesti un comportamento globale duttile. In una struttura duttile, parte dell'energia sismica viene dissipata secondo un meccanismo di danno controllato: alcuni elementi si danneggiano, proteggendo il resto della struttura dal collasso. Nelle costruzioni in calcestruzzo armato il comportamento duttile e la dissipazione di energia sono essenzialmente dovuti allo snervamento delle barre di armatura.

Al contrario, la maggior parte delle costruzioni esistenti è stata progettata secondo norme ormai obsolete, senza considerare il *criterio di gerarchia delle resistenze*. Nelle costruzioni esistenti soggette ad azioni sismiche, pertanto, vengono attivate le capacità di elementi e meccanismi resistenti che possono essere sia duttili, sia fragili (NTC18 - § 8.7.2.). I meccanismi duttili si possono manifestare in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, localizzandosi in alcune parti critiche del sistema strutturale o in corrispondenza di un unico piano. In genere, la plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile può non comportare il collasso dell'intera struttura. I meccanismi fragili, invece, possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e ne possono determinare il collasso.

A titolo di esempio, in figura 1 si illustrano le differenze tra comportamento duttile o fragile di una trave a mensola in calcestruzzo armato di luce  $L_V$  soggetta in sommità a una forza orizzontale crescente  $V$  e a uno sforzo normale costante  $N$ . Il comportamento della trave è analizzato in campo lineare e non lineare in termini di legame forza - spostamento.

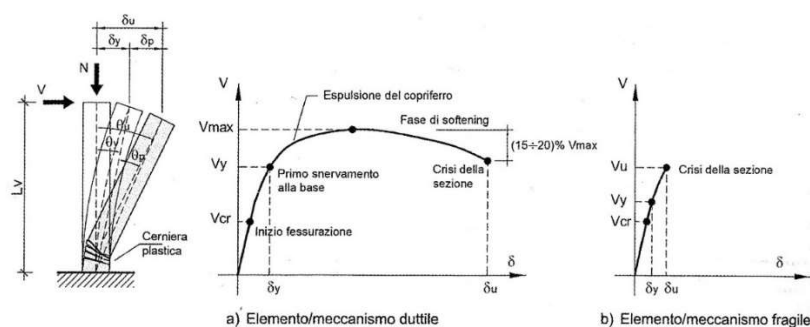
Nel caso di comportamento duttile, la risposta strutturale è così definita:

- fase elastico-lineare fino alla formazione della prima fessura ( $0 < V < V_{cr}$ );
- fase fessurata che registra la formazione/apertura di ulteriori fessure ( $V_{cr} < V < V_y$ );
- fase post-elastica di snervamento ed espulsione del copriferro ( $V_y < V < V_{max}$ ), caratterizzata da una notevole diminuzione della rigidità e da un conseguente aumento della deformabilità dell'elemento; alla base si forma una cosiddetta *cerniera plastica*;

- picco di resistenza ( $V_{max}$ ) e successiva fase di *softening*, caratterizzata da una diminuzione della capacità resistente e da un'elevata capacità deformativa in campo plastico;
- spostamento ultimo ( $\delta_u$ ) valutato come capacità di decremento della resistenza massima  $V_{max}$  che l'elemento può sopportare senza raggiungere il collasso; lo spostamento ultimo della sezione di sommità è raggiunto quando la cerniera plastica che si forma alla base della mensola esaurisce la capacità di rotazione che è in grado di fornire.

Lo parte rigida dello spostamento ( $\delta_p$ ) è dovuta prevalentemente alla rotazione della cerniera plastica.

Nel caso di comportamento fragile, la fase post-elastica o manca, o è molto limitata.



**Figura 1. (a) Risposta di elemento/meccanismo duttile. (b) Risposta di elemento/meccanismo fragile<sup>1</sup>**

Per la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente in calcestruzzo armato è indispensabile individuare e separare i due tipi di elementi/meccanismi resistenti poiché è diversa la valutazione delle capacità e delle relative verifiche. Pertanto, gli elementi strutturali in c.a. soggetti ad azione sismica vengono suddivisi in:

- elementi duttili: travi, pilastri e pareti inflesse in presenza o meno di sforzo normale;
- elementi fragili: travi, pilastri, pareti e nodi soggetti a taglio.

I meccanismi duttili si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo di analisi utilizzato. I meccanismi fragili si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti divisi per il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto. Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili i valori medi delle resistenze dei materiali esistenti si dividono non solo per il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto, ma anche per i relativi coefficienti parziali di sicurezza.

## 2.2 Verifica di elementi/meccanismi duttili

La verifica di elementi duttili è eseguita confrontando le deformazioni indotte dalle azioni sismiche con le rispettive capacità di deformazione.

La capacità deformativa di travi, pilastri e pareti soggetti a flessione con o senza sforzo normale è definita in termini di *rotazione alla corda*  $\theta$ , cioè dell'angolo individuato dalla retta perpendicolare alla sezione di estremità e il segmento che congiunge quest'ultima con la sezione posta a una distanza pari alla luce di taglio  $L_V = M/V$ , dove il momento e la curvatura sono nulli e si ha un flesso della configurazione deformata, figura 2.

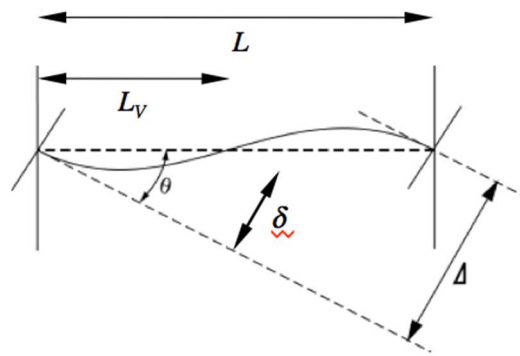


Figura 2. Rotazione alla corda

La *rotazione alla corda* è uguale al rapporto tra lo spostamento relativo tra la sezione di estremità e la sezione di momento nullo,  $\delta$ , e la loro distanza, pari alla luce di taglio  $L_V = M/V$ . Si ha cioè

$$\theta = \frac{\delta}{L_V} = \frac{\Delta}{L}$$

### 1.1.1 Capacità allo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Allo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), la capacità di rotazione alla corda,  $\theta_u$ , può essere valutata mediante la relazione [Circolare 7/2019 - § C8.7.2.3.2]

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{ed}} 0,016 (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{\rho_{sk}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

dove:

$\gamma_{ed} = 1,5$  per gli elementi sismici primari e  $1,0$  per quelli secondari;

$L_V$  = luce di taglio

$h$  = altezza della sezione

$v = N/(A_c f_c)$  = sforzo assiale di compressione normalizzato agente su tutta la sezione  $A_c$

$\omega = A_s f_y / b h f_c$  e  $\omega' = A'_s f_y / b h f_c$  = percentuali di armatura meccanica in trazione e compressione ( $b, h$  = base e altezza della sezione).

$f_c, f_y, f_{yw}$  = resistenza a compressione del calcestruzzo, resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale ottenute come media delle prove eseguite in situ, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  = percentuale di armatura trasversale ( $s_h$  = interasse delle staffe nella sezione critica)

$\rho_d$  = percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione

$\alpha$  = fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0 h_0}\right)$$

in cui  $b_0$  e  $h_0$  sono le dimensioni del nucleo confinato,  $b_i$ , distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro, figura 3.

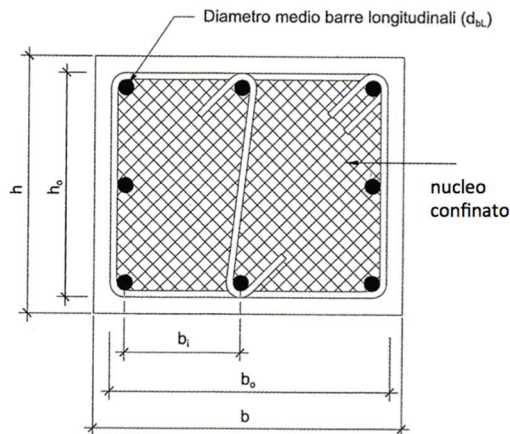


Figura 3. Fattore di efficienza del confinamento<sup>1</sup>

Il fattore di efficienza del confinamento è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei per evitare la loro apertura, per esempio chiusura con ganci a 135°. Quando queste condizioni non sono verificate è opportuno assumere  $\alpha = 0$ .

### 1.1.2 Capacità allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

La capacità di rotazione alla corda allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV),  $\theta_{SD}$ , può essere assunta pari a  $\frac{3}{4}$  del valore  $\theta_u$  valutato per lo SLC, cioè

$$\theta_{SD} = \frac{3}{4} \theta_u$$

### 1.1.3 Capacità allo Stato Limite di Danno (SLD)

La capacità di rotazione alla corda al raggiungimento della tensione di snervamento,  $\theta_y$ , può essere valutata mediante la relazione:

$$\theta_y = \chi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \chi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

che vale per travi e pilastri, dove:

$\chi_y$  = è la curvatura al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione terminale

$h$  = altezza della sezione

$d_b$  = diametro (medio) delle barre longitudinali

$f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'armatura longitudinale espresse in MPa, ottenute come media delle prove eseguite in situ e da eventuali fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza (FC) appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto (LC).

Per gli elementi parete la relazione precedente si modifica come segue:

$$\theta_y = \chi_y \frac{L_v}{3} + 0,002 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \chi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

I tre termini delle relazioni precedenti rappresentano rispettivamente il contributo della deformazione flessionale, della deformazione tagliante e dello sfilamento delle armature, figura 4.

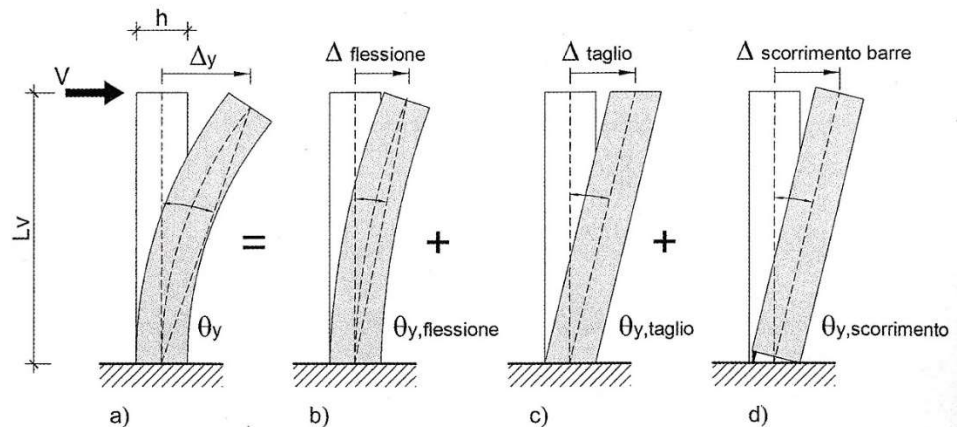


Figura 4. Contributi deformativi allo snervamento<sup>1</sup>

### 2.3 Verifica di meccanismi fragili

Un meccanismo fragile è caratterizzato da una limitata capacità deformativa. Una volta raggiunto il limite di resistenza, l'elemento strutturale si rompe improvvisamente, senza dissipare energia. Nelle strutture in calcestruzzo armato, è questo il caso del meccanismo di crisi dovuto alla sollecitazione di taglio, che riduce la capacità flessionale dell'elemento strutturale, limitandone la deformazione in campo post-elastico.

Il meccanismo resistente per la sollecitazione di taglio, infatti, non richiede un impegno dell'armatura in campo plastico, ma coinvolge soprattutto il calcestruzzo, sia in compressione sia in trazione, che come è ben noto presenta un comportamento essenzialmente fragile, avendo una limitata capacità deformativa rispetto a quella dell'acciaio.

Proprio per questo, in generale, la prematura crisi a taglio rappresenta l'effettivo collasso dell'intero elemento strutturale.

Mentre la valutazione della resistenza flessionale di un elemento strutturale presenta una sostanziale uniformità di approccio in tutti i codici, per effetto degli innumerevoli confronti sperimentali che hanno confermato l'affidabilità del modello matematico e delle ipotesi di base, per i meccanismi resistenti a taglio la maggiore complessità fisico-meccanica si è tradotta in differenze sostanziali tra le formulazioni proposte dalle diverse normative.

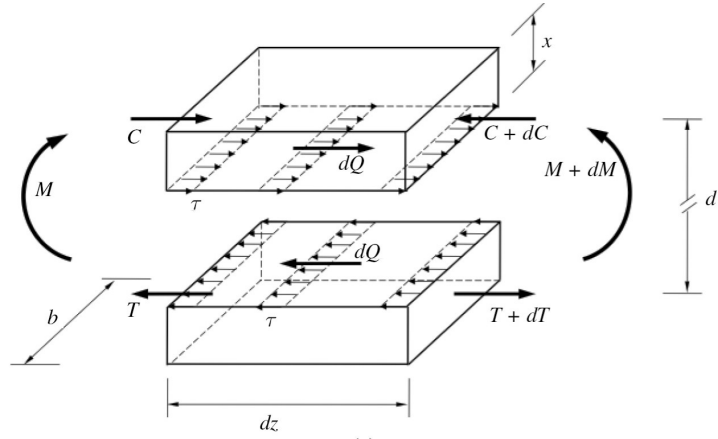
A tal proposito, è importante sottolineare che il quadro normativo italiano in termini di progettazione sismica ha registrato una notevole evoluzione negli ultimi anni, allineando il nostro codice a quelli più avanzati. Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (NTC08) e la successiva Circolare 617/2009, infatti, hanno recepito la maggior parte delle indicazioni degli Eurocodici, a esclusione tuttavia della valutazione della resistenza a taglio nel caso degli edifici esistenti, differenza che è stata eliminata dal recente aggiornamento delle Norme (NTC18) e dalla successiva Circolare 7/2019.

In questo contesto, pertanto, si ritiene che sia opportuno eseguire un confronto tra i diversi modelli di capacità a taglio proposti negli ultimi anni dalla normativa italiana e da quella europea, sia per le strutture di nuova progettazione sia, soprattutto, per quelle esistenti. Lo scopo principale è di valutare l'affidabilità del grado di sicurezza sismica ottenuto, considerando norme e *software* diversi, per i molti edifici scolastici e strategici che sono stati oggetto di verifica ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 (OPCM 3274) e successive modifiche e integrazioni.

Preliminarmente si riportano i fondamenti teorici su cui sono basati i diversi modelli per la valutazione della resistenza a taglio di un elemento strutturale in calcestruzzo armato.

### 1.2.1 Forza di scorrimento

In una generica sezione soggetta a flessione si indichino con  $C$  e  $T$  le risultanti degli sforzi di compressione e di trazione, poste rispettivamente al di sopra e al di sotto dell'asse neutro. Si consideri un concio elementare di trave di lunghezza  $dz$  e siano  $dC$  e  $dT$  gli incrementi di  $C$  e  $T$  dovuti alla variazione  $dM$  del momento flettente.



**Figura 5. Equilibrio del concio di trave e forza di scorrimento<sup>2</sup>**

Se si suddivide il concio in corrispondenza del piano neutro, si osserva che per l'equilibrio di ognuna di esse, le due parti si scambiano una forza elementare

$$dQ = dC = dT$$

detta forza elementare di scorrimento. Si può dimostrare che

$$dQ = \frac{V_y dz}{z} = \frac{dM}{z}$$

in cui  $z$  è il braccio della coppia interna, cioè la distanza tra  $C$  e  $T$ , che per le sezioni in calcestruzzo armato può essere calcolato con la relazione approssimata

$$z \approx 0,9d$$

dove  $d$  è l'altezza utile.



### 1.2.2 Travi senza armatura a taglio

La capacità tagliante di travi non armate trasversalmente può ricondursi principalmente al meccanismo a trave e al meccanismo ad arco, tra di loro interagenti.

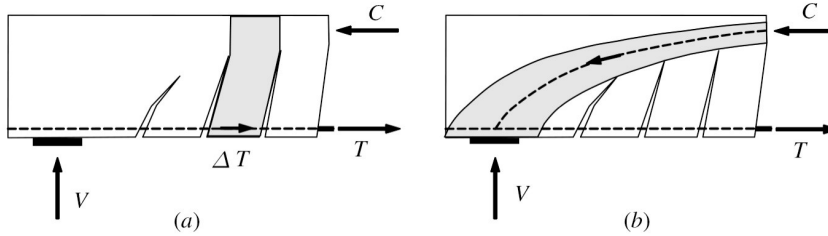


Figura 6. (a) meccanismo a trave; (b) meccanismo ad arco<sup>2</sup>

**Meccanismo a trave.** La fessurazione della trave dovuta alle sollecitazioni di flessione e taglio divide la zona tesa in blocchi posti tra due fessure consecutive. I blocchi possono essere intesi come mensole incastrate nella zona compressa della trave e collegate dall'armatura longitudinale tesa. Questo schema prende il nome di *modello a pettine*, perché il corrente superiore compresso può essere visto come la costola di un pettine e le mensole come i suoi denti. Ogni mensola (o dente del pettine) è sollecitata da una forza di scorrimento, indotta dalla variazione dello sforzo nell'armatura tesa per effetto della variazione del momento flettente, pari a

$$Q = T - (T - \Delta T) = \Delta T = \frac{\Delta M}{z} = \frac{V \Delta z}{z}$$

in cui  $V$  è il taglio,  $z$  è il braccio della coppia interna,  $\Delta z$  è la distanza tra due fessure successive. Per effetto della forza di scorrimento  $Q$ , nella sezione d'incastro del dente si instaura una sollecitazione che può portare alla crisi.

Per ogni dente del pettine, l'azione provocata dalla forza di scorrimento è contrastata dai seguenti meccanismi resistenti, che ne garantiscono l'equilibrio:

- la resistenza della sezione d'incastro,  $V_{in}$ ;
- l'azione delle tensioni tangenziali nella zona compressa non fessurata,  $V_{cz}$ ;
- le azioni mutue che nascono all'interfaccia della fessura,  $V_{ai}$  (ingranamento degli inerti);
- l'azione delle barre longitudinali in corrispondenza della fessura,  $V_d$  (effetto spinotto).

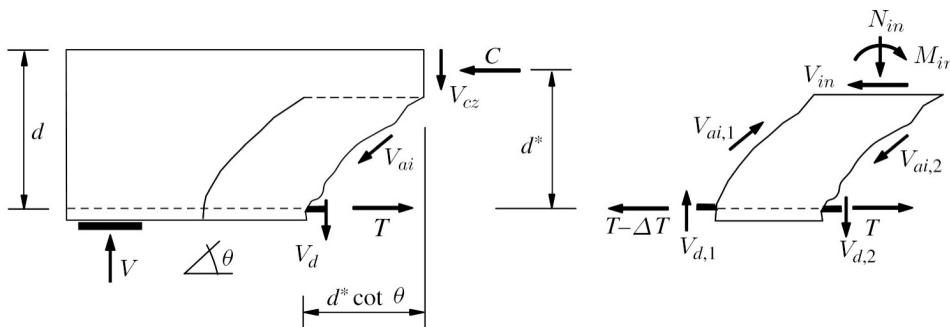


Figura 7. Contributi resistenti del meccanismo a trave<sup>2</sup>

*Ingranamento degli inerti.* La superficie fessurata non è liscia e la presenza degli inerti si oppone allo scorrimento relativo dei due conci di trave. Questo meccanismo dipende dall'area di contatto, dalle caratteristiche degli inerti e dall'ampiezza della fessura. Si instaura solo se si manifesta uno spostamento relativo lungo la fessura.

*Effetto spinotto.* Il contributo dell'effetto spinotto aumenta al crescere della quantità di armatura longitudinale, ma risulta limitato dalla bassa resistenza a trazione del copriferro del calcestruzzo.

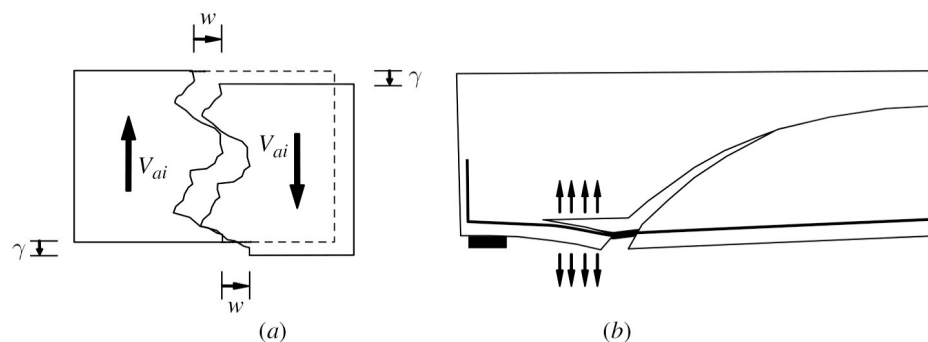


Figura 8. Contributi relativi a: (a) ingranamento degli inerti; (b) effetto spinotto<sup>1</sup>

*Meccanismo ad arco.* Il meccanismo ad arco consente di trasferire agli appoggi un'aliquota del taglio attraverso sforzi inclinati di compressione. Il contributo del meccanismo ad arco, che dipende dalle dimensioni della trave, aumenta al diminuire del rapporto  $a/d$ , dove  $a$  è la distanza tra l'appoggio e la sezione di taglio nullo e  $d$  è l'altezza utile della sezione. In generale, risulta significativo per  $a/d < 2,5$ .

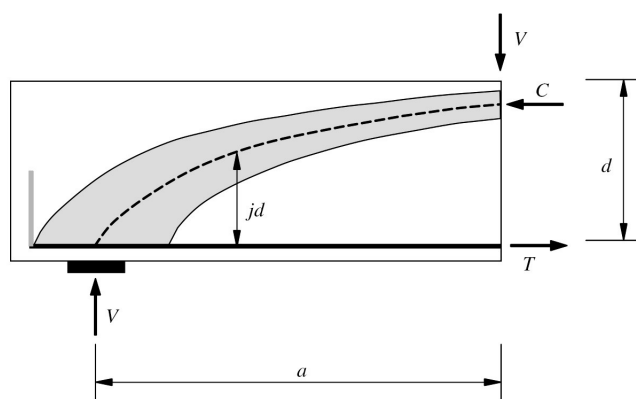


Figura 9. Meccanismo ad arco<sup>2</sup>

### Taglio resistente di progetto allo Stato Limite Ultimo

Secondo le NTC18 il taglio resistente di progetto allo SLU di un elemento fessurato è dato dalla relazione

$$V_{Rd} = \left[ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d$$

dove  $b$  e  $d$  sono la larghezza minima e l'altezza utile della sezione (in mm),  $\gamma_c$  è il coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo,  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo (in MPa),  $\rho = A_s / (b \cdot d) \leq 0,02$  è la percentuale geometrica di armatura longitudinale tesa e  $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ . Inoltre

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd}$$

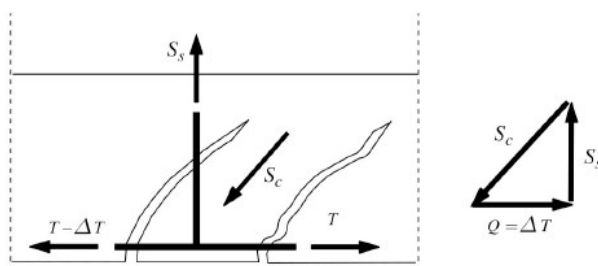
è la tensione media di compressione della sezione (in MPa), indicata con il segno positivo, dove  $N_{Sd}$  è lo sforzo assiale di progetto (in N) e  $A_c$  è l'area del solo calcestruzzo (in mm<sup>2</sup>),  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo cilindrica a compressione del calcestruzzo (in MPa).

È interessante osservare che il termine  $f_{ck}^{1/3}$  è associato al meccanismo resistente alla sezione d'incastro del dente del pettine;  $k$  al contributo offerto dall'ingranamento degli inerti;  $\rho$  all'effetto spinotto dell'armatura longitudinale;  $0,15 \sigma_{cp}$  alla presenza di uno sforzo normale di compressione che aumenta il contributo delle tensioni tangenziali nella zona compressa di calcestruzzo.

### 1.2.3 Resistenza a taglio di travi con armature trasversali

La presenza di specifiche armature trasversali aumenta la capacità tagliente, migliorando i contributi del *meccanismo di trave*. L'armatura trasversale, infatti, (i) collega i "denti del pettine", individuati da due fessure successive, trasformandoli in mensole reciprocamente vincolate; (ii) aumenta il contributo dell'effetto spinotto mediante un'azione di vincolo sull'armatura longitudinale; (iii) limita l'apertura delle fessure diagonali, aumentando l'effetto dell'ingranamento degli inerti. A ciò si aggiunge che le armature trasversali determinano anche un'azione di confinamento del calcestruzzo compresso, migliorando anche la resistenza delle zone interessate al *meccanismo di arco*.

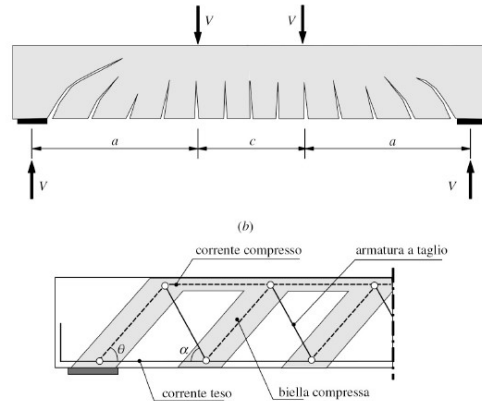
La presenza di armatura trasversale, inoltre, consente di incrementare ulteriormente la resistenza alla forza di scorrimento  $Q$  mediante un cosiddetto *meccanismo a traliccio*: la forza  $Q$  viene assorbita da un meccanismo *puntone - tirante*, cioè con un'azione di trazione,  $S_s$ , che insorge nelle armature trasversali e un'azione di compressione inclinata di un angolo  $\theta$ ,  $S_c$ , che agisce all'interno del *dente* individuato da due fessure successive, figura 10.



**Figura 10. Meccanismo puntone - tirante in una trave con armatura trasversale soggetta a taglio <sup>2</sup>**

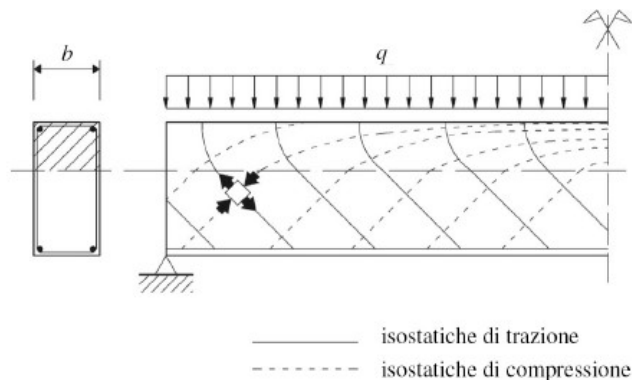
### Meccanismo a traliccio di Ritter-Mörsch

Ritter (1899) e Mörsch (1902) postularono indipendentemente che, successivamente alla formazione delle fessure diagonali, il meccanismo di una trave in calcestruzzo armato può essere assimilato a quello di una *trave reticolare ideale*.



**Figura 11. Quadro fessurativo di una trave soggetta a flessione e taglio e meccanismo a traliccio di Ritter – Mörsch <sup>2</sup>**

Il corrente compresso superiore è individuato dalla posizione dell'asse neutro, il corrente teso inferiore è costituito dalle armature longitudinali, le aste di parete sono date dalle bielle di calcestruzzo compresso delimitate dalle fessure e dall'armatura trasversale tesa. L'inclinazione delle bielle compresse è posta pari a  $\theta = 45^\circ$ , coerentemente con l'andamento delle *linee isostatiche di compressione* di una trave fessurata, figura 12, mentre le armature sono inclinate di un angolo generico  $\alpha$ .



**Figura 12. Linee isostatiche in una trave fessurata<sup>2</sup>**

Le aste del traliccio si considerano tutte incernierate nei nodi. In accordo con queste ipotesi, è molto semplice calcolare gli sforzi nelle aste e dimensionare di conseguenza le armature trasversali. A tal fine, si consideri un elemento di trave di lunghezza  $\Delta z$  e sia  $z$  il braccio della coppia interna.

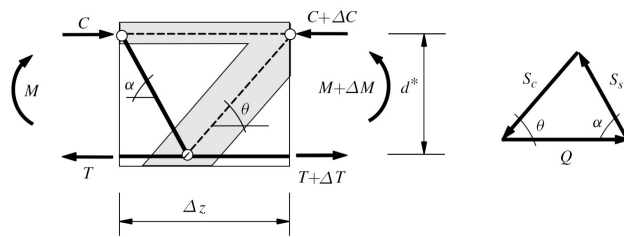


Figura 13. Calcolo degli sforzi nelle aste del traliccio<sup>2</sup>

Lo sforzo di scorrimento  $Q$  può essere espresso in funzione dello sforzo di taglio  $V$  come segue:

$$Q = \Delta C = \Delta T = \frac{\Delta M}{z} = \frac{V \cdot \Delta z}{z}$$

Considerando il teorema dei seni si ha:

$$\frac{Q}{\sin(\pi - \alpha - \theta)} = \frac{Q}{\sin(\alpha + \theta)} = \frac{S_c}{\sin \alpha} = \frac{S_s}{\sin \theta}$$

da cui si ottiene:

$$S_c = Q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \theta)} \quad S_s = Q \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)}$$

Nell'ipotesi di  $\theta = 45^\circ$ , le relazioni precedenti si scrivono:

$$S_c = Q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \pi/4)} = Q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha \cos(\pi/4) + \cos \alpha \sin(\pi/4)} = \sqrt{2} \cdot Q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha + \cos \alpha}$$

$$S_s = Q \cdot \frac{\sin(\pi/4)}{\sin(\alpha + \pi/4)} = Q \cdot \frac{\sin(\pi/4)}{\sin \alpha \cos(\pi/4) + \cos \alpha \sin(\pi/4)} = \frac{Q}{\sin \alpha + \cos \alpha}$$

Nel caso di armature trasversali costituite da sole staffe, risulta  $\alpha = 90^\circ$  e si ha

$$S_c = \sqrt{2} \cdot Q \quad S_s = Q$$

Nel caso di armature trasversali costituite da soli ferri piegati, risulta  $\alpha = 45^\circ$  e si ha

$$S_c = \frac{\sqrt{2}}{2} Q \quad S_s = \frac{\sqrt{2}}{2} Q$$

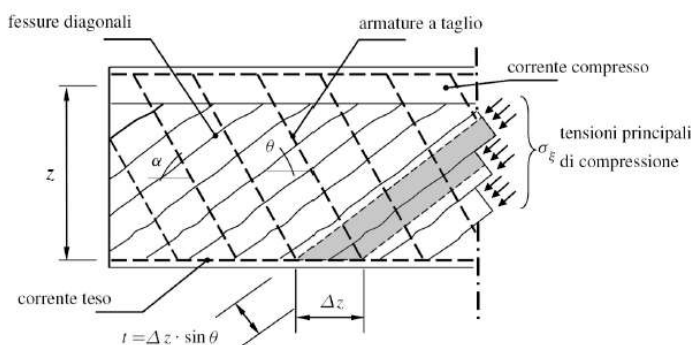
Infine, tenendo conto della relazione che lega lo sforzo di scorrimento  $Q$  allo sforzo di taglio  $V$ , si possono valutare le aliquote del taglio assorbito dal puntone compresso,  $V_c$ , e dall'armatura trasversale  $V_s$ , che nell'ipotesi di  $\theta = 45^\circ$ , si scrivono

$$V_c = \frac{1 + \cot \alpha}{\sqrt{2}} \frac{z}{\Delta z} S_c \quad V_s = (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{z}{\Delta z} S_s$$

Il modello a traliccio di Ritter-Mörsch, tuttavia, non considera gli altri meccanismi di resistenza a taglio, come l'effetto spinotto, l'ingranamento degli inerti e l'aliquote del taglio portata dalla zona compressa di calcestruzzo. Si nota che l'insorgere di questi ulteriori meccanismi resistenti del calcestruzzo conduce a un'inclinazione delle fessure diagonali minore di  $45^\circ$ . Queste considerazioni hanno condotto a formulare il *meccanismo di traliccio a inclinazione variabile*, recepito dall'attuale normativa, che fornisce una stima più realistica della capacità di resistenza a taglio.

#### *Meccanismo a traliccio a inclinazione variabile*

Con riferimento all'elemento di trave illustrato in figura 14



**Figura 14. Meccanismo a traliccio a inclinazione variabile<sup>2</sup>**

si ha la crisi della biella compressa di calcestruzzo, inclinata di un angolo generico  $\theta$ , quando:

$$S_{cd} = b \cdot t \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} = b \cdot \Delta z \cdot \sin \theta \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo,  $v = 0,50$  riduce la resistenza di calcolo del calcestruzzo per effetto dello stato di trazione trasversale,  $\alpha_c$  tiene conto degli effetti dello sforzo assiale di compressione e vale:

$$\begin{aligned} \alpha_c &= 1 && \text{per membrature non compresse} \\ \alpha_c &= 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} && \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \\ \alpha_c &= 1,25 && \text{per } 0,25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50 \cdot f_{cd} \\ \alpha_c &= 2,50 \left( 1 - \sigma_{cp} / f_{cd} \right) && \text{per } 0,50 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{aligned}$$

in cui  $\sigma_{cp}$  è la tensione di compressione media della sezione. Ricordando che

$$S_c = Q \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \theta)} = \frac{V \cdot \Delta z}{z} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \theta)}$$

si può scrivere

$$S_c = \frac{V_{Rcd} \cdot \Delta z}{z} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \theta)}$$

in cui  $V_{Rcd}$  è la *resistenza di calcolo a taglio-compressione*, che provoca la crisi della biella compressa. Uguagliando quest'espressione con la relazione precedente, si ottiene

$$\begin{aligned} V_{Rcd} &= b \cdot z \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \frac{\sin \theta \cdot \sin(\alpha + \theta)}{\sin \alpha} = \\ &= b \cdot z \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) = b \cdot z \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \end{aligned}$$

Procedendo in maniera analoga, si ha la crisi dell'armatura trasversale quando

$$S_{sd} = \Omega_{sw} \cdot f_{yd}$$

in cui  $\Omega_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale disposta nel tratto di lunghezza  $\Delta z$ . Indicando con  $A_{sw}$  l'area di una singola armatura trasversale, si ha

$$\Omega_{sw} = A_{sw} \frac{\Delta z}{s}$$

dove  $s$  è il passo, cioè la distanza tra due armature trasversali consecutive. Ricordando che

$$S_s = Q \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)} = \frac{V \cdot \Delta z}{z} \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)}$$

si può scrivere

$$S_{sd} = \frac{V_{Rsd} \cdot \Delta z}{z} \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)}$$

in cui  $V_{Rsd}$  è la *resistenza di calcolo a taglio-trazione*, che provoca la crisi dell'armatura trasversale. Considerando le relazioni precedenti, si ottiene

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z}{s} \cdot \frac{\sin(\alpha + \theta)}{\sin \theta} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z}{s} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Le NTC08, inoltre, prescrivono che l'inclinazione  $\theta$  delle bielle di calcestruzzo compresso rispetti i limiti

$$1.0 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

che corrispondono a un angolo  $\theta$  compreso tra

$$45^\circ \leq \theta \leq 21,81^\circ$$

Nel caso di armatura trasversale costituita da sole staffe ( $\alpha = 90^\circ$ ), le resistenze di calcolo a taglio-compressione e a taglio-trazione si scrivono rispettivamente

$$V_{Rcd} = b \cdot z \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \qquad V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z}{s} \cdot \cot \theta$$

Si nota che, al crescere dell'inclinazione  $\theta$  delle bielle di calcestruzzo compresso, la resistenza a taglio-compressione cresce, mentre quella a taglio-trazione diminuisce.

In generale, la resistenza a taglio di calcolo di una trave con armatura trasversale è la minore tra la resistenza a taglio-trazione e la resistenza a taglio-compressione, cioè

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Nel seguito si riporta il procedimento di verifica di una trave armata con sole staffe; in questo caso sono note:

- la geometria della sezione, in termini di base  $b$ , altezza  $h$ , altezza utile  $d$  e braccio della coppia interna  $z = 0,9 d$
- l'area dell'armatura trasversale  $A_{sw}$  e il suo passo  $s$ ;
- le resistenze di calcolo del calcestruzzo  $f_{cd}$  e dell'acciaio  $f_{yd}$ .

La crisi contemporanea delle bielle di calcestruzzo a compressione e delle armature trasversali a trazione avviene se  $V_{Rcd} = V_{Rsd}$ , cioè

$$b \cdot z \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z}{s} \cdot \cot \theta$$

da cui

$$\alpha_c \cdot \nu \cdot \frac{1}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot f_{cd}}$$

Introducendo la percentuale meccanica di armatura trasversale

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot f_{cd}}$$

si ottiene

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{\alpha_c \cdot \nu}{\omega_{sw}} - 1}$$

che rappresenta quel valore della  $\cot \theta$  per cui si ha la crisi contemporanea delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura trasversale.

Se risulta  $1,0 \leq \cot \theta^* \leq 2,5$  è possibile calcolare il taglio resistente di calcolo con una delle relazioni ricavate in precedenza, cioè

$$V_{Rd} = V_{Rcd} = V_{Rsd}$$

Se risulta  $\cot \theta^* > 2,5$  la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente di calcolo coincide con la resistenza di calcolo a taglio-trazione calcolata per  $\cot \theta = 2,5$ , cioè

$$V_{Rd} = V_{Rsd} = 2,5 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z}{s}$$



Se risulta  $\cot \theta^* < 1,0$  la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente di calcolo coincide con la resistenza di calcolo a taglio-compressione calcolata per  $\cot \theta = 1,0$ , cioè

$$V_{Rd} = V_{Rcd} = 0,5 \cdot b \cdot z \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd}$$

La verifica si considera soddisfatta se la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  risulta non minore dell'azione tagliante di progetto  $V_{Sd}$ , cioè

$$V_{Rd} \geq V_{Sd}$$

## 2.4 Formulazione della capacità a taglio

Con l'entrata in vigore delle NTC18 [12] e della successiva Circolare 7/19 [13], il quadro normativo italiano si è allineato a quello europeo [8, 9] per quanto riguarda le formulazioni della capacità a taglio sia per gli edifici di nuova progettazione, sia per quelli esistenti.

Tuttavia, nel decennio in cui sono state in vigore le precedenti NTC08 [10] e la Circolare 617/09 [11], solo i modelli per la valutazione della resistenza a taglio di strutture di nuova progettazione erano conformi all'Eurocodice 8 parte 1 [8], mentre quelli relativi alle costruzioni esistenti presentavano un quadro diverso da quanto suggerito dall'Eurocodice 8 parte 3 [9].

Nel seguito è riportato un breve riassunto dei modelli adottati dalla normativa italiana e dall'Euro-codice 8 per strutture in calcestruzzo armato di nuova progettazione ed esistenti.

### Costruzioni di nuova progettazione

Per quanto riguarda la resistenza a taglio di elementi dotati di armatura trasversale, e in accordo con quanto specificato nel paragrafo 5.5.3 dell'Eurocodice 8 parte 1 [8], le NTC08 [10] e la Circolare 617/09 [11] suggeriscono di adottare il modello a traliccio a inclinazione variabile. Questa formulazione sostituiva quella additiva suggerita nel DM96 [6], secondo cui il contributo resistente del calcestruzzo ( $V_{Rcd}$ ) non poteva superare il 50% della capacità totale, mentre il contributo relativo all'armatura trasversale andava valutato in accordo al modello del traliccio di Ritter-Mörsch. Secondo questo modello le resistenze a taglio relative rispettivamente alle bielle compresse di calcestruzzo e alle bielle tese di acciaio erano date dalle seguenti equazioni

$$V_{Rcd} = \frac{1 + \cot \alpha}{\sqrt{2}} \frac{z}{\Delta z} S_c \quad V_{Rsd} = (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{z}{\Delta z} S_s$$

in cui  $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura a taglio,  $\Delta z$  il suo passo,  $z$  il braccio della coppia interna,  $S_c$  lo sforzo di scorrimento affidato al calcestruzzo e  $S_s$  lo sforzo di scorrimento affidato all'armatura trasversale.

Le NTC08 [10], invece, eliminano l'approccio additivo, considerando i meccanismi resistenti del calcestruzzo attraverso un valore variabile dell'inclinazione,  $\theta$ , delle bielle di calcestruzzo compresso, contenuto nell'intervallo per cui  $0 < \cot \theta < 2,5$ . Di conseguenza, per elementi strutturali di nuova progettazione i tagli resistenti sono dati dalle seguenti espressioni

$$V_{Rcd} = b \cdot z \cdot \alpha_c \cdot 0,5 \cdot f_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$V_{Rsd} = A_{sv} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z}{s} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

in cui il significato dei simboli è stato già specificato in precedenza.

Nel caso di elementi strutturali progettati in classe di duttilità "A", inoltre, si assume

$\cot \theta = 1$ , ritornando al modello più conservativo del traliccio di Ritter-Mörsch. Le NTC18<sup>12</sup> e la Circolare 7/19<sup>13</sup>, infine, adottano il medesimo modello dell'Eurocodice 8 parte 1<sup>8</sup> e delle NTC08<sup>10</sup>.

### *Costruzioni esistenti*

La maggior parte delle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato è stata progettata secondo normative obsolete senza considerare il criterio di *gerarchia delle resistenze*. Per questi edifici è fondamentale verificare l'ordine in cui si manifestano i meccanismi di crisi dovuti al taglio o alla flessione. L'eventuale insorgenza di una crisi di tipo fragile, infatti, pregiudica la capacità dell'intero organismo strutturale. La crisi dell'elemento strutturale, cioè, rappresenta la crisi dell'intera struttura. Per questa ragione, la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti è spesso governata dai meccanismi fragili dovuti alla sollecitazione di taglio.

Per la valutazione della resistenza a taglio di elementi strutturali esistenti, le NTC08<sup>10</sup> rimandano alla Circolare 617/09 [11] in cui al § C8.7.2.5 veniva specificato che: "... *La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. ...*". Quest'indicazione, tuttavia, presentava un'ambiguità di fondo. Infatti, se per le nuove costruzioni il modello adottato è quello a traliccio a inclinazione variabile, non è possibile, utilizzando tale modello, valutare in maniera diretta il contributo resistente del calcestruzzo. Solo le formulazioni additive, infatti, possono calcolare il contributo del calcestruzzo ed eventualmente ridurlo. È evidente che l'approccio classico del traliccio di Ritter-Mörsch poteva soddisfare entrambe le condizioni imposte dalla Circolare 617/09<sup>11</sup>, ma a prezzo di una notevole conservatività, che mal si adatta alla verifica sismica delle costruzioni esistenti.

È importante sottolineare che l'ambiguità della Circolare 617/09<sup>11</sup> è stata causata da un refuso dell'OPCM 3431<sup>7</sup>, dove il modello di capacità a taglio era ancora quello del DM96<sup>6</sup>. Infatti, nell'OPCM 3431<sup>7</sup> si proponeva di calcolare il contributo resistente del calcestruzzo con la formulazione adottata nello stesso DM96, ma per elementi non armati a taglio.

Tutto questo ha introdotto nello scorso decennio una certa confusione nelle modalità applicative della norma, conducendo il mondo professionale verso l'utilizzo di formulazioni anche alquanto diverse tra loro.

L'Eurocodice 8 parte 3 (§ A.3.3.1)<sup>8</sup>, così come le NTC18<sup>12</sup> e la Circolare 7/19 (§ C8.7.2.3.5)<sup>13</sup>, suggeriscono modelli di capacità a taglio sostanzialmente differenti rispetto a quelli indicati dalla Circolare 617/09 [11], ritenendo poco affidabile per le costruzioni esistenti il modello a traliccio a inclinazione variabile. Il modello proposto in<sup>8</sup> tiene conto del degrado della resistenza a taglio in funzione dell'impegno plastico dell'elemento e assume una formulazione di regressione sperimentale tarata su un ampio database sperimentale di 239 test<sup>5</sup>.

Secondo quest'ultimo modello, la resistenza di elementi monodimensionali nei confronti della sollecitazione tagliante dovuta ad azioni cicliche di tipo sismico diminuisce in funzione della parte plastica della domanda di duttilità sull'elemento. La resistenza a taglio in condizioni sismiche,  $V_R$ , può essere valutata sulla base di tre contributi, forniti rispettivamente dallo sforzo normale di compressione  $N$ , dal

calcestruzzo compresso e dall'armatura, nonché dall'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità  $\mu_{\Delta}^{pl}$ . Quest'ultima può essere espressa in termini del fattore di duttilità dello spostamento trasversale della luce di taglio  $\mu_{\Delta}$ , o, in alternativa, come rapporto tra la parte plastica della rotazione alla corda  $\theta_{pl}$  e la rotazione alla corda al limite di snervamento  $\theta_y$ , cioè

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1 = \frac{\theta_{pl}}{\theta_y}$$

Dove:

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 (0,25^{\nu}) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} f_c^{0,2} \left( \min \left( 9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{s, \frac{f_{yw}}{f_c}} \right)} (1,275^{100 \rho_d})$$

$$\theta_y = \chi_y \frac{L_V}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \chi_y \frac{d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}}$$

in cui:

$\gamma_{el} = 1,8$  per gli elementi sismici primari e  $1,0$  per quelli secondari, mentre il significato di tutti gli altri simboli è indicato nei precedenti paragrafi 1.1.1 e 1.1.3.

Per il calcolo della resistenza a taglio di elementi con armature trasversali costituite da sole staffe, l'Eurocodice 8 parte 3 (§ A.3.3.1)<sup>8</sup> e la C7/19 (§ C8.7.2.3.5)<sup>13</sup> forniscono la seguente identica relazione

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55 A_c f_c) + \left( 1 - 0,05 \min \left( 0,5; \mu_{\Delta}^{pl} \right) \right) \cdot \left[ 0,16 \max \left( 0,5; 100 \rho_{tot} \right) \left( 1 - 0,16 \min \left( 5; \frac{L_V}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

dove:

$\gamma_{el}$  è uguale a  $1,15$  per gli elementi sismici primari e  $1,0$  per quelli secondari;

$h$  è l'altezza della sezione;

$x$  è la distanza dell'asse neutro dal lembo più compresso;

$N$  è lo sforzo assiale di compressione (assunto pari a zero se di trazione);

$L_V$  è la luce di taglio ( $L_V = M/V$ )

$A_c$  è l'area della sezione pari a  $b_w \times d$ , dove  $b_w$  e  $d$  sono rispettivamente la larghezza della parte in cui sono poste le armature trasversali e l'altezza utile;

$f_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in situ divisa per il fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto; per elementi sismici primari il valore di  $f_c$  deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale di sicurezza, pari a  $1,5$ ;

$\rho_{tot}$  è la percentuale geometrica di armatura longitudinale ( $\rho_{tot} = A_s/A_c$ );

$V_w$  è il contributo dell'armatura trasversale alla resistenza a taglio, che nel caso di sezioni rettangolari di larghezza  $b_w$ , è pari a

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$$

dove:

$\rho_w$  è la percentuale geometrica di armatura trasversale ( $\rho_w = A_{sw}/b_w s$ );

$z$  è il braccio della coppia interna

$f_{yw}$  è la resistenza allo snervamento dell'armatura trasversale che, per elementi sismici primari, deve essere ulteriormente divisa per il relativo coefficiente parziale di sicurezza, pari a 1,15.

## 2.5 Esempio numerico

Il confronto tra i modelli proposti dalle NTC08 e dall'Eurocodice 8 parte 3 (NTC18 e C7/19) è stato eseguito attraverso un esempio numerico svolto con riferimento un elemento strutturale con armatura longitudinale simmetrica e armatura trasversale costituita da sole staffe. Il calcestruzzo è stato considerato di classe C20/25 mentre l'armatura del tipo Fe B 38k con resistenze caratteristiche pari a  $f_{ck} = 25$  MPa e  $f_{yk} = 375$  MPa.

Sono stati esaminati quattro diversi elementi strutturali, distinti tra loro per una differente altezza della sezione trasversale. Per tutti gli elementi strutturali considerati, la larghezza della sezione trasversale e il copriferro dell'armatura longitudinale sono stati posti rispettivamente pari a 0,30 e 0,04 m. Infine, sono state considerate staffe  $\phi 8$  a due bracci, di passo variabile  $s$ .

Il taglio resistente allo SLU è stato calcolato al variare del passo delle staffe nell'intervallo  $0.15 \text{ m} \leq s \leq 0.40 \text{ m}$ . Inoltre, per il modello proposto dall'Eurocodice 8 sono stati considerati quattro diversi valori della percentuale geometrica di armatura longitudinale, rispettivamente pari a 0.01, 0.02. I risultati sono riportati nelle figure seguenti.

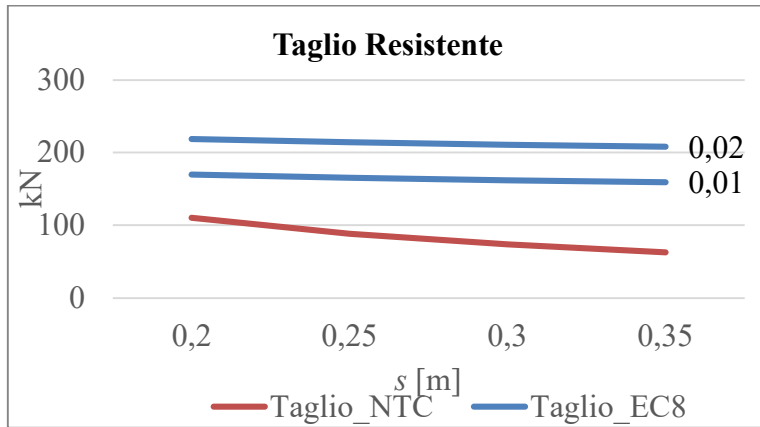
Come già specificato  $\mu_{\Delta pl}$  quantifica il degrado della resistenza con i carichi ciclici. Varia dal valore minimo pari a 0 al massimo pari a 5. Trattandosi di edifici esistenti si considera il massimo valore di degrado della resistenza, ovvero  $\mu_{\Delta pl} = 5$

I dati in esame sono i seguenti:

|                                   |                              |
|-----------------------------------|------------------------------|
| Altezza colonna                   | 4 m                          |
| Base                              | Variabile                    |
| Altezza                           | variabile                    |
| Copriferro                        | 0,04 m                       |
| Armatura trasversale              | Staffe a due bracci $\phi 8$ |
| $f_{ck}$                          | 25 MPa                       |
| $f_{yk}$                          | 375 MPa                      |
| Sforzo di taglio agente (domanda) | 200 kN                       |

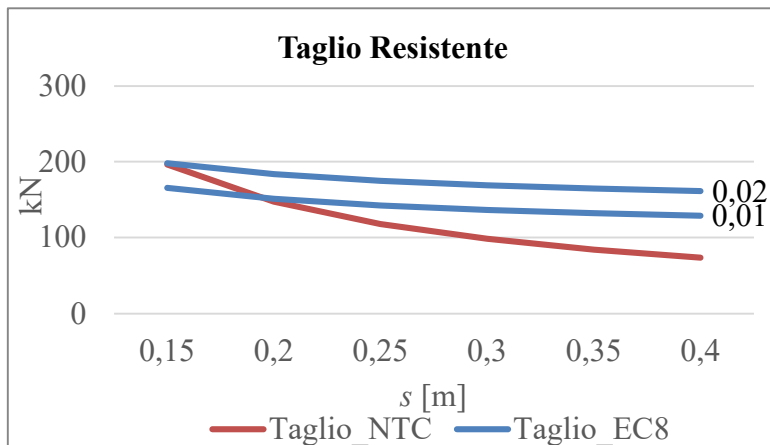
I CASO.

Sezione trasversale:  $b = 30 \text{ cm}$  e  $h = 30 \text{ cm}$



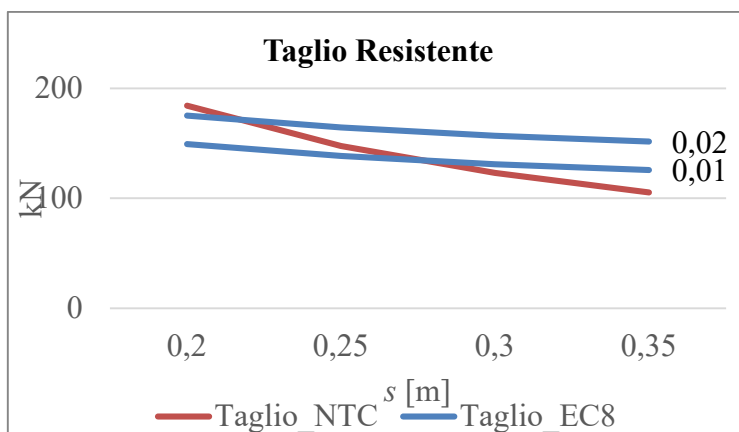
II CASO.

Sezione trasversale:  $b = 30 \text{ cm}$  e  $h = 40 \text{ cm}$



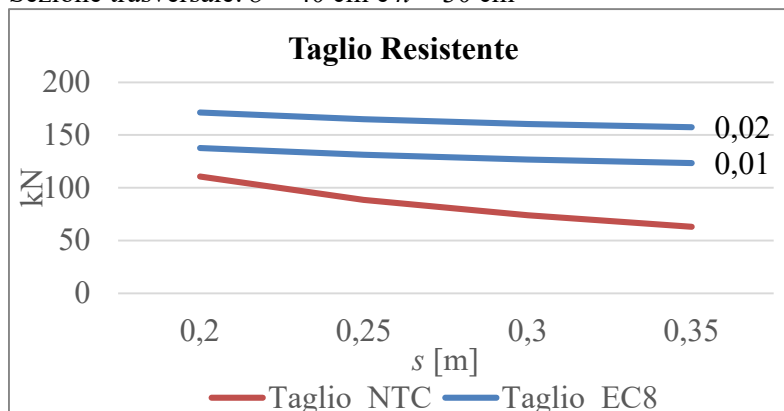
III CASO

Sezione trasversale:  $b = 30 \text{ cm}$  e  $h = 50 \text{ cm}$



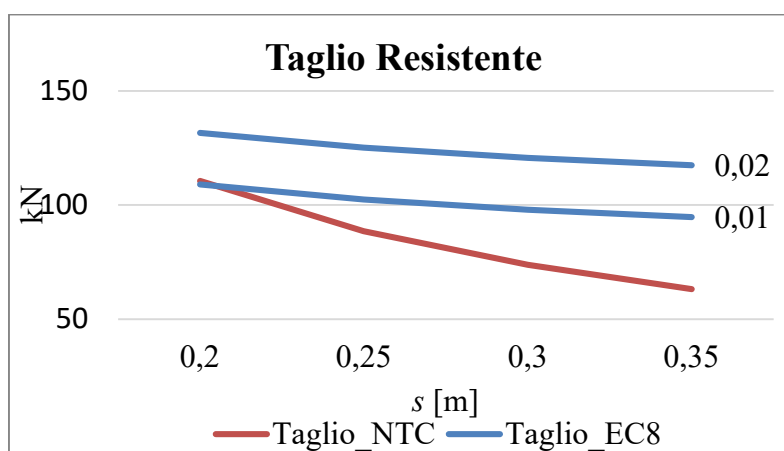
#### IV CASO

Sezione trasversale:  $b = 40$  cm e  $h = 30$  cm



#### V CASO

Sezione trasversale:  $b = 50$  cm e  $h = 30$  cm



### 2.6 Considerazioni conclusive

Il confronto è stato effettuato considerando la percentuale geometrica di armatura longitudinale minima del 1% e massima del 2% come previsto dalla normativa. È importante evidenziare però che per un edificio esistente percentuali di armatura oltre il 2% sono inverosimili.

I valori di spaziatura tra le staffe a destra della linea rossa sono quelli più verosimili, ovvero quelli che generalmente si trovano negli edifici esistenti, pertanto per fare considerazioni attendibili è a questi che bisogna fare riferimento.



Allo stesso modo per quanto riguarda le percentuali di armatura geometrica,  $\rho$ , i valori plausibili per edifici esistenti sono quelli dell'1% e del 2%, e quindi a questi che occorre fare riferimento.

Detto ciò si nota che al crescere del passo delle staffe  $s$ , per le percentuali geometriche di armatura indicate, la resistenza a taglio calcolata con il meccanismo a inclinazione variabile è, quasi per tutte le sezioni considerate, inferiore rispetto a quello calcolata con la formulazione prevista dall' EC8.

### **Riferimenti bibliografici**

1. Lombardo S., *Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, 2014.
2. Cosenza E., Manfredi G., Pecce M., *Strutture in cemento armato, basi della progettazione* (seconda edizione), Ulrico Hoepli Editore, 2015.
3. Ghersi A., *Il cemento armato* (seconda edizione), Dario Flaccovio Editore, 2010.
4. Kowalsky M.J., Priestley M.J.N., *Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions*. ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 3, May-June 2000, 388-396.
5. Biskinis D.E., Roupakias G.K., Fardis M.N., *Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements*. ACI Structural Journal, 101 (6), November-December 2004, 773-783.
6. D.M. 9 gennaio 1996. *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*, G.U. n. 29 del 5 febbraio 1996 (DM96).
7. OPCM 3431 del 3/5/2005. Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato all'OPCM 3431 del 3/5/2005, G.U. n. 107 del 10 maggio 2005.
8. CEN, European Standard EN 1998-1: *Eurocode 8: Design of Structure for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, 2004.
9. CEN, European Standard EN 1998-3: *Eurocode 8: Design of Structure for Earthquake Resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, 2005.
10. D.M. 14 gennaio 2008. *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, 2008, (NTC08).
11. Circolare 2 febbraio 2009 n. 617. *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
12. D.M. 17 gennaio 2018. *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8, 2018, (NTC18).
13. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7. *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018*.



## CAPITOLO III

# VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

### 3.1 La scienza delle costruzioni e la muratura

Quando con Galileo nasce la scienza moderna basata sul metodo analitico deduttivo, le costruzioni in muratura hanno già da molti secoli dato prova della loro capacità strutturale e architettonica. La scienza comincia con difficoltà a cercare di razionalizzare attraverso la meccanica le forme strutturali esistenti per orientare le costruzioni. Tuttavia, gli scienziati dell'epoca non potevano immaginare che stavano trattando il materiale strutturale più complicato da modellare.

I primi due secoli che si occuparono della meccanica degli edifici in muratura ('600 e '700) furono impegnati a studiare sostanzialmente lo schema strutturale dell'arco sostenuto da due piedritti. Dapprima il portale fu esaminato scomponendolo in conci "lisci". Quest'ipotesi consente a De la Hire (1640-1718) di dimensionare le sezioni dell'arco a seconda della forma d'intradosso, giungendo però a conclusioni non convincenti. L'equilibrio limite del portale viene esaminato prefigurando la rottura lungo la sezione a 45°, senza considerare l'attrito, figura 1. Il peso dell'intero arco centrale veniva scomposto in una componente lungo la congiungente lo spigolo interno della predefinita sezione di disconnessione e quello esterno della base del piedritto ed una ortogonale tendente a ribaltare il piedritto. Successivamente Coulomb (1773), introducendo il concetto di attrito, perviene a risultati certamente più verosimili.

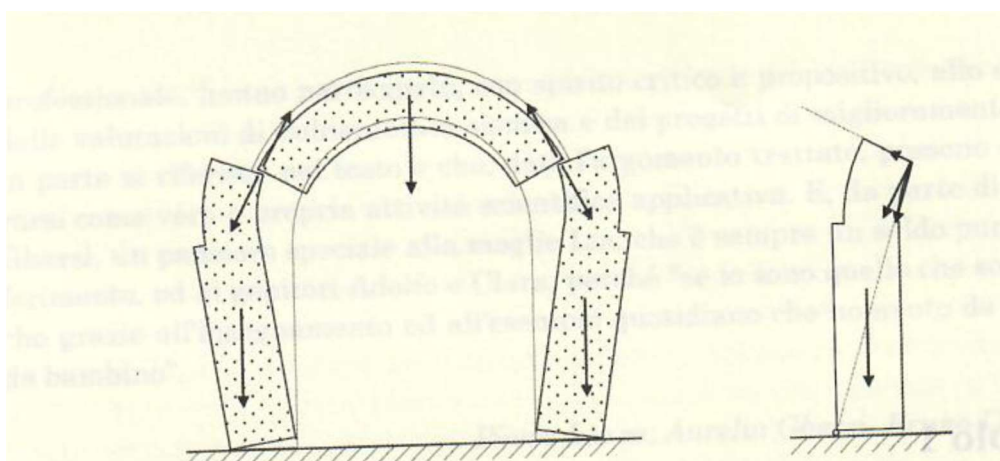


Figura 1 - L'equilibrio limite del portale secondo De la Hire <sup>1</sup>

Bisogna considerare, tuttavia, che in questi primi due secoli di studi la resistenza e la deformabilità del materiale "muratura" non sono per nulla tenute in considerazione. Ciò implica che sono stati formulati modelli ricondotti a schemi isostatici, per i quali le equazioni della statica sono sufficienti a determinare le configurazioni di equilibrio. Nel corso del 1800 la Meccanica delle Strutture assume l'assetto della moderna Scienza delle Costruzioni. Nomi di studiosi ottocenteschi come Navier, De Saint

Venant e Clapeyron sono gli esponenti di quegli anni. Intanto entrano in campo nuovi materiali strutturali quali la ghisa, l'acciaio e il calcestruzzo armato. La Scienza delle Costruzioni si dedica ai nuovi materiali dimenticandosi della muratura. Fa eccezione Castellano (1876) che fa lo sforzo di comprendere meglio questo materiale tradizionale definendolo come imperfettamente elastico per la sua sostanziale non resistenza a trazione. Il pensiero di Castellano non trova immediati successori, così il secolo successivo ('900) si caratterizza con importanti sviluppi dell'ingegneria strutturale dedicata solo alle costruzioni realizzate con i nuovi materiali. Il calcestruzzo armato diventa intanto protagonista dell'ingegneria strutturale italiana. La teoria dell'elasticità viene estesa ai sistemi bidimensionali, tridimensionali e curvi. Al calcolo elastico si affianca quello a rottura. La snellezza delle membrature delle strutture moderne consente di modellare gli schemi strutturali a "filo di ferro" ovvero con linee prive di spessore.

Le strutture in muratura sembrano completamente dimenticate dagli studiosi fino a quando (dagli anni '70 in poi) gli eventi sismici hanno evidenziato che, essendo il patrimonio edilizio esistente largamente costituito da edifici in muratura, era necessario riprenderne attivamente lo studio. Persino la normativa tecnica non aveva considerato la muratura e bisogna aspettare il 1987 poiché veda la luce la prima normativa specifica.

Allo stato attuale vi è il problema di dover spesso adattare alle antiche strutture in muratura teorie e modellazioni nate per le strutture e i materiali moderni.

### ***3.2 Evoluzione della normativa e dei metodi di analisi***

La normativa tecnica, intesa come codice che disciplini la realizzazione delle costruzioni, nasce all'inizio del '900 con il D.M. 10/01/1907, che si riferisce prevalentemente al calcestruzzo armato, le cui capacità consentono nuove forme strutturali e il cui impiego destava allarme nella società al punto da sentire la necessità di disciplinarne l'uso.

L'impiego plurisecolare della muratura sembrava invece non determinare un'analogha necessità. Bisogna attendere l'emanazione della legge 64 del 1974 perché si preannunci uno specifico decreto ministeriale dedicato alle costruzioni in muratura. Solo nel 1987 vede la luce l'atteso decreto il cui contenuto sopravvive anche nell'attuale normativa.

Se però una normativa specifica sulle murature viene definita così in ritardo, le costruzioni in muratura erano state oggetto di attenzione nei provvedimenti emanati nelle zone sismiche da oltre due secoli. Ai provvedimenti più antichi, che sono probabilmente quelli del 28 marzo 1784, emanati dal governo borbonico dopo il terremoto che devastò la Calabria nel 1783, ne seguirono numerosi altri fino all'inizio del ventesimo secolo, come per esempio il regolamento pontificio edilizio per la città di Norcia (1860), le prescrizioni edilizie per l'isola d'Ischia (1883), le norme per la costruzione e il restauro degli edifici nei comuni danneggiati dal terremoto nelle provincie calabresi e in quella di Messina (1906).

Tutte queste norme, però, si limitavano a prescrizioni costruttive e a limitazioni dell'altezza degli edifici. Solo dopo il terremoto di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908 venne promulgata una norma (R.D. 18 aprile 1909 n. 193) che prevedeva esplicitamente la necessità di tenere conto nei calcoli di stabilità e resistenza

delle costruzioni di “azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato”.

Il terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908 rivelò, in particolare, la vulnerabilità degli edifici in muratura con solai in legno o ferro semplicemente appoggiati, a causa del ribaltamento delle pareti fuori dal proprio piano. Ne seguì la disposizione (1937) che vietò tali tipologie, imponendo l’impalcato in c.a. con cordoli di incatenamento inseriti tra gli ordini delle murature. La normativa sismica, comunque, continuava a ignorare la possibilità di effettuare una verifica numerica delle strutture in muratura soggette al sisma. Solo dopo il terremoto dell’Irpinia del 1980 furono emanate norme (D.M. 2 luglio 1981 n. 593 e Circolare 30 luglio 1981 n. 217445) che fornivano prescrizioni in tal senso, anche se la loro applicazione era limitata alle riparazioni e al rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma.

Fa da sfondo al recente riassetto della normativa nazionale l’introduzione degli Eurocodici, che rappresentano il tentativo di unificare a livello dell’Unione Europea la normativa di settore. Lo sviluppo di tali documenti ha costituito un importante momento di incontro di diverse tradizioni e culture tecniche. In questo processo di unificazione è prevalsa la linea di pensiero che considera il metodo agli stati limite come unico criterio di verifica della sicurezza. Esso è quindi alla base sia delle norme relative ai singoli materiali strutturali (per la muratura Eurocodice 6) che delle norme specificatamente rivolte alla progettazione sismica (Eurocodice 8).

Il XXI secolo si è aperto con un periodo di forte instabilità normativa. L’OPCM 3274 del 2003 ha subito rilevanti integrazioni e modifiche, fino a una versione finale costituita dalla OPCM 3431 del maggio 2005. È importante sottolineare le innovazioni sostanziali introdotte da queste Ordinanze. Ancor più che l’obbligo di utilizzare il metodo semiprobabilistico agli stati limite, appare importante il diverso peso dato alle azioni sismiche e ai carichi verticali e la maggiore attenzione alla duttilità della struttura. Vi è una maggiore attenzione nei riguardi della verifica delle costruzioni esistenti, alle quali è dedicato un ampio capitolo.

Il D.M. 14/09/05 aveva l’obiettivo di fornire un “Testo Unitario che abbia caratteristiche di coerenza, chiarezza, univocità, sinteticità e sia improntato al più moderno utilizzo di normazione prestazionale piuttosto che prescrittiva”. In seguito si è giunti alle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate col D.M. 14/1/08, in cui si ribadisce la scelta del metodo agli stati limite come riferimento di base per la verifica della sicurezza strutturale. Nonostante le Norme Tecniche dedicano diversi paragrafi posti in capitoli differenti, in particolare il capitolo sulle costruzioni esistenti appare poco dettagliato<sup>5</sup>.

Nella moderna normativa sono stati introdotti concetti nuovi, sia per la valutazione della resistenza (es. *capacity design*), sia per la valutazione degli effetti sulle costruzioni delle azioni indotte dal sisma (es. *displacement based design, force based design*)<sup>7,8</sup>.

L’applicazione attenta di questi principi, tradotti in regole applicative specifiche, permette una diversa impostazione del calcolo strutturale. Tuttavia, se ciò è vero per le nuove costruzioni, generalmente in calcestruzzo armato, nel caso delle murature ci si trova sempre a esaminare il comportamento di strutture esistenti realizzate secondo criteri generalmente non conosciuti.

### 3.3 Il comportamento sismico degli edifici in muratura

#### Il materiale

Dal punto di vista morfologico la muratura può definirsi come un aggregato di elementi lapidei (naturali o artificiali) generalmente legati da malta, esiste anche una muratura “a secco”, costituita cioè solo da elementi lapidei.

Generalmente la muratura si presenta come un materiale composito, formato sia da pietre che da malta, ove ciascuna componente conferisce all’insieme la sua specificità. Il costruito storico offre una vasta rassegna tipologica classificabile sulla base di:

- Composizione (assortimento di elementi lapidei e malta);
- Tessitura (disposizione e organizzazione delle pietre);
- Tecniche costruttive tipiche delle varie epoche;
- Area geografica.

La variabile storica e geografica assume grande importanza, al punto che il rilievo dettagliato di una muratura può costituire elemento di prova della data di costruzione del fabbricato. Ogni muratura è diversa dalle altre, dunque sarebbe più corretto non parlare di “muratura” ma di “murature”.

Dal punto di vista strutturale la muratura si può definire come un materiale con resistenza a compressione molto maggiore di quella a trazione

Dal punto di vista meccanico la muratura è un materiale disomogeneo, anisotropo ed inelastico, il che ne rende difficile la modellazione meccanica rispetto ai materiali strutturali moderni. La definizione del legame costitutivo rappresentativo del reale comportamento del materiale risulta complessa. Se nelle murature a secco si può pensare a un oneroso studio che ricerchi la soluzione di equilibrio attraverso la possibile trasmissione degli sforzi tra i punti di contatto delle pietre, nelle murature legate con malta si fa in genere riferimento a un materiale ideale omogeneo equivalente del quale è possibile ricavare il legame costitutivo mediante prove di compressione monoassiale. L’utilizzo di tali legami, però, non implica l’isotropia del materiale, in quanto non è da escludere la necessità di differenziare le curve in funzione della direzione dello sforzo. In generale la curva tipica fa riferimento a un’azione verticale ortogonale ai filari dei conci e assume l’andamento qualitativo rappresentato in figura 9.

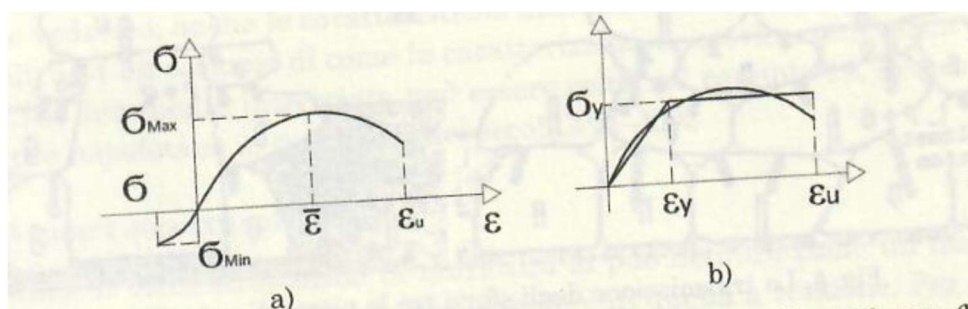


Figura 2 - Legame costitutivo monoassiale (a) e sua semplificazione bilatera (b) <sup>1</sup>

### *Gli elementi strutturali*

Si possono individuare tre elementi strutturali

- il pannello verticale, detto anche *maschio murario* o semplicemente *maschio*;
- il pannello orizzontale, detto anche *fascia di piano* o semplicemente *fascia*;
- le zone nodali rigide.

Per la determinazione della capacità di resistenza dell'edificio ad azioni orizzontali è fondamentale valutare se tale capacità è condizionata dal comportamento delle pareti al di fuori del piano o nel proprio piano. La resistenza di una parete muraria sollecitata nel proprio piano è infatti sempre notevolmente superiore alla sua resistenza fuori dal piano, se questa non è sufficientemente contrastata da vincoli a livello dell'impalcato.

### *Comportamento delle pareti fuori dal piano*

Analizzare il comportamento delle pareti fuori dal piano deve essere sempre il primo passo nell'analisi di un edificio esistente. Le pareti possono essere vincolate anche da muri ortogonali, poiché si possono instaurare archi orizzontali che riportano a questi l'azione sismica. La distanza tra pareti ortogonali, spesso elevata, la presenza di lesioni o la posizione e la conformazione delle aperture delle pareti rende però spesso impossibile il manifestarsi di tale meccanismo. Il compito di fungere da vincolo nei confronti del ribaltamento rimane affidato principalmente agli impalcati. La mancanza di collegamento degli impalcati si presenta come una condizione fortemente critica, perché i maschi murari sono in tal caso mensole a tutta altezza. In tali condizioni il comportamento di un maschio murario è autonomo, cioè è indipendente dal resto della struttura, ed esso è soggetto ad azioni sismiche correlate alla massa corrispondente alla sua area di influenza.

### *Comportamento delle pareti nel piano*

Quando i collegamenti delle pareti perimetrali agli impalcati sono efficaci, ed è quindi annullata la possibilità di ribaltamenti fuori piano, la capacità sismica dell'edificio è condizionata dal comportamento delle pareti nel proprio piano. Gli elementi resistenti principali nei confronti delle azioni orizzontali sono sempre costituiti dalle pareti orientate nella direzione del sisma. Ne consegue che assumono funzione di controvento alternativamente quelle orientate nelle due direzioni principali del fabbricato.

Il comportamento sismico degli edifici in muratura, e in particolare la loro risposta sismica, può essere quindi ricondotto a due possibili meccanismi di danno:

- *Primo modo*: corrispondente al comportamento fuori piano di alcuni elementi strutturali, meccanismi di ribaltamento (*rocking*) e di tipo flessionale. Questo fenomeno può instaurarsi durante l'azione sismica, a causa di collegamenti inadeguati o tra le pareti ortogonali o tra solaio e parete. Il risultato, in termini strutturali, si manifesta attraverso la risposta indipendente della singola parete, che non collabora con il resto dell'edificio, venendo così a mancare la risposta unitaria della costruzione. La presenza di un buon ammorsamento o di connessioni anche puntuali, consente all'edificio di scongiurare comportamenti indipendenti dei singoli elementi strutturali portanti, sfruttando al meglio le proprie risorse di resistenza e rigidità. È necessario sottolineare che un importante contributo è fornito anche dagli orizzontamenti, i quali devono essere ben collegati con le



strutture portanti verticali. A tal proposito è opportuno distinguere tra solaio più rigido o più flessibile. La prima tipologia consente una ripartizione del carico sulle pareti verticali sottostanti in base alla loro rigidità e alla posizione occupata nella planimetria. Di contro nel caso di solai molto flessibili, la ripartizione dei carichi avviene considerando l'area di influenza di ciascun elemento verticale mentre non è possibile una ripartizione delle forze orizzontali durante il sisma.

- *Secondo modo*: si tratta della risposta nel piano della parete muraria, ovvero danneggiamento per taglio e flessione. Questo tipo di danno porta a una perdita graduale della resistenza fino al collasso.

### **3.4 Verifica dei meccanismi locali o di primo modo**

#### *Analisi cinematica lineare*

L'analisi cinematica lineare è un metodo per valutare il livello di sicurezza di una costruzione in muratura nei confronti dei meccanismi locali attivabili dall'azione sismica. Tale metodo si limita a valutare l'azione sismica in grado di attivare il cinematismo, ma non consente di descrivere l'evoluzione del cinematismo dopo la sua attivazione. Per "attivazione" del cinematismo si intende il raggiungimento della condizione di equilibrio limite oltre la quale la catena cinematica può mettersi in moto.

La procedura di analisi cinematica lineare si articola nei seguenti passi:

individuazione del meccanismo;

- modellazione del meccanismo;
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo;
- calcolo dell'accelerazione sismica spettrale  $a_0^*$  che comporta l'attivazione del meccanismo;
- verifica semplificata con il fattore di struttura  $q$ .

#### *Individuazione del meccanismo*

Fra le operazioni decisive del per orientare la previsione del meccanismo di collasso più probabile in caso di sisma, ci sono: la ricerca storica e di archivio sulle fasi costruttive dell'opera in esame, l'individuazione delle caratteristiche costruttive ricorrenti nella tipologia edilizia in esame, l'analisi dei collegamenti fra pareti e fra pareti e solai, l'analisi della qualità muraria al fine di valutare la monoliticità della muratura, l'analisi dello stato fessurativo.

#### *Modellazione del meccanismo*

Un meccanismo può essere definito come la "Trasformazione di una parete della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare e scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso)"<sup>1</sup>

La modellazione di un meccanismo di collasso riguarda il riconoscimento della tipologia e della qualità muraria (che conduce alla scelta dei valori di alcuni parametri meccanici da adottare) e le forze da considerare nel modello, siano esse resistenti o

spingenti.

Con riferimento alle Appendici della Circolare n. 617 del 2009 si deve eseguire la procedura basata sull'analisi della qualità muraria e sui livelli di conoscenza. La finalità è la determinazione numerica dei seguenti parametri:

- $f_d$  resistenza a compressione di calcolo della muratura, che serve a valutare l'eventuale arretramento delle cerniere di rotazione nell'ipotesi che la muratura non sia infinitamente resistente a compressione;
- $\tau_{0d}$  resistenza tangenziale di calcolo della muratura, che serve a valutare l'eventuale contributo resistente di natura coesiva.

La procedura di valutazione dei suddetti parametri è basata su:

- riconoscimento di una “muratura di base” (Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09);
- valutazione di  $\tau_0$  e  $f_m$  come valori minimi se (*LC1*), medi se (*LC2*, *LC3*), fra quelli riportati nella suddetta Tabella, corretti in base ai coefficienti moltiplicativi riportati nella Tabella C8A.2.2;
- valutazione di  $\tau_{0d}$  e  $f_d$  dividendo i valori ottenuti al passo precedente per il fattore di confidenza *FC* e per il coefficiente di sicurezza del materiale  $\gamma_m = 2$ .

Per quanto riguarda la riduzione delle resistenze del materiale attraverso il coefficiente di sicurezza  $\gamma_m = 2$  è opportuno osservare quanto segue.

Al paragrafo C8.7.1.5 della circolare si legge: “Nel caso di analisi elastica con fattore di struttura *q* (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con coefficiente di struttura), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. Nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza”<sup>5</sup>.

Tale disposto normativo, pensato per il caso di analisi globali, è adattabile anche alle analisi locali che non sono certo “elastiche lineari”, bensì “cinematiche lineari”. Infatti si considera  $\gamma_m = 2$  poiché i parametri di resistenza delle murature e i fenomeni da essi governati (arretramento della cerniera di rotazione e resistenza di tipo coesivo) intervengono in una fase dello sviluppo del cinematismo che, sebbene non più elastica, si può considerare ancora “lineare”. La fase “non lineare” nello sviluppo del cinematismo è certamente quella in cui il cinematismo si è attivato e le porzioni murarie si sono staccate dal corpo principale dell'edificio: in questa fase le cerniere sono già arretrate e la coesione non contribuisce più alla resistenza.

**Tabella 1 - C8A.2.1<sup>6</sup>**

| Tipologia di muratura   | $f_m$                | $\tau_0$             | E                    | G                    | w                    |
|---|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
|   | (N/cm <sup>2</sup> ) | (N/cm <sup>2</sup> ) | (N/mm <sup>2</sup> ) | (N/mm <sup>2</sup> ) | (kN/m <sup>3</sup> ) |
|   | Min-max              | min-max              | min-max              | min-max              |                      |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)                  | 100                  | 2,0                  | 690                  | 230                  | 19                   |
|   | 180                  | 3,2                  | 1050                 | 350                  |                      |
| Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno              | 200                  | 3,5                  | 1020                 | 340                  | 20                   |
|   | 300                  | 5,1                  | 1440                 | 480                  |                      |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura   | 260                  | 5,6                  | 1500                 | 500                  | 21                   |
|   | 380                  | 7,4                  | 1980                 | 660                  |                      |
| Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)                                 | 140                  | 2,8                  | 900                  | 300                  | 16                   |
|   | 240                  | 4,2                  | 1260                 | 420                  |                      |
| Muratura a blocchi lapidei squadrati  | 600                  | 9,0                  | 2400                 | 780                  | 22                   |
|   | 800                  | 12,0                 | 3200                 | 940                  |                      |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce  | 240                  | 6,0                  | 1200                 | 400                  | 18                   |
|   | 400                  | 9,2                  | 1800                 | 600                  |                      |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)         | 500                  | 24                   | 3500                 | 875                  | 15                   |
|   | 800                  | 32                   | 5600                 | 1400                 |                      |
| Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)                               | 400                  | 30,0                 | 3600                 | 1080                 | 12                   |
|   | 600                  | 40,0                 | 5400                 | 1620                 |                      |
| Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%) | 300                  | 10,0                 | 2700                 | 810                  | 11                   |
|   | 400                  | 13,0                 | 3600                 | 1080                 |                      |
| Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)        | 150                  | 9,5                  | 1200                 | 300                  | 12                   |
|   | 200                  | 12,5                 | 1600                 | 400                  |                      |
| Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)                              | 300                  | 18,0                 | 2400                 | 600                  | 14                   |
|   | 440                  | 24,0                 | 3520                 | 880                  |                      |

**Tabella 2 - C8A.2.2<sup>6</sup>**

| Tipologia di muratura  | Malta buona | Giunti sottili (<10 mm) | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Nucleo scadente e/o ampio | Iniezione di miscele leganti | Intonaco armato * |
|--|-------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------|
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 1,5         | -                       | 1,3                 | 1,5                     | 0,9                       | 2                            | 2,5               |
| Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e            | 1,4         | 1,2                     | 1,2                 | 1,5                     | 0,8                       | 1,7                          | 2                 |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura                            | 1,3         | -                       | 1,1                 | 1,3                     | 0,8                       | 1,5                          | 1,5               |
| Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)                | 1,5         | 1,5                     | -                   | 1,5                     | 0,9                       | 1,7                          | 2                 |
| Muratura a blocchi lapidei squadrati                                       | 1,2         | 1,2                     | -                   | 1,2                     | 0,7                       | 1,2                          | 1,2               |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce                                 | 1,5         | 1,5                     | -                   | 1,3                     | 0,7                       | 1,5                          | 1,5               |

### **Valutazione delle forze**

Le forze da considerare nei diversi meccanismi sono:

- pesi propri delle porzioni murarie;
- carichi verticali;
- azioni sismiche;
- spinte non inerziali;
- azioni di trattenimento dovute a dispositivi di vincolo;
- forze attritive;
- forze coesive;
- azioni varie.

### *Pesi propri delle porzioni murarie*

Sono applicati nei baricentri di ciascuna porzione muraria; interessa il loro braccio orizzontale rispetto alla cerniera di rotazione (metodo dell'equilibrio) oppure il loro spostamento virtuale verticale (metodo del PLV).

### *Carichi verticali*

Si tratta del peso di solai, volte e coperture e del peso di altre porzioni murarie appoggiate sulle parti coinvolte nel cinematisimo. Il punto di applicazione di tali forze è sempre il punto di appoggio del solaio, della volta, della copertura e della porzione muraria non coinvolta nel cinematisimo dell'elemento che ribalta. Interessa il loro braccio orizzontale rispetto alla cerniera di rotazione (metodo dell'equilibrio) oppure il loro spostamento virtuale verticale (metodo PLV).

### *Azioni sismiche*

Sono date dai pesi definiti in precedenza, moltiplicati per il “*moltiplicatore*”  $\alpha$  e applicati in direzione orizzontale. Interessa il loro braccio verticale rispetto alla cerniera di rotazione (metodo dell'equilibrio) oppure il loro spostamento virtuale orizzontale (metodo PLV).

### *Spinte non inerziali*

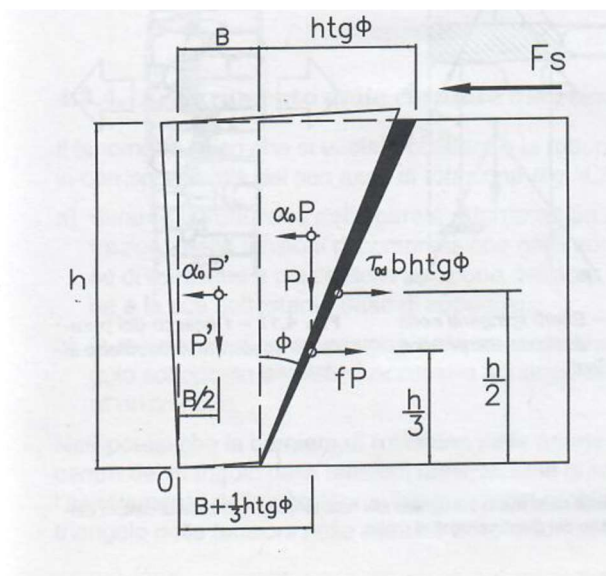
Si tratta di spinte statiche (cioè presenti anche senza sisma e invarianti al crescere del sisma orizzontale). La loro direzione è orizzontale. Interessa il loro braccio verticale rispetto alla cerniera di rotazione (metodo dell'equilibrio) oppure il loro spostamento virtuale orizzontale (metodo PLV).

### *Azioni di trattenimento dovute a dispositivi di vincolo*

Si tratta di forze orizzontali che si oppongono al meccanismo. Sono dovute a catene in acciaio, cordoli, etc. Interessa il loro braccio verticale rispetto alla cerniera di rotazione (metodo dell'equilibrio), oppure il loro spostamento virtuale orizzontale (metodo PLV).

### *Forze attritive*

Sono forze orizzontali dovute all'attrito di strisciamento tra la porzione muraria in moto e quella che rimane in quiete. Tali forze si oppongono al moto delle porzioni murarie nella prima fase del loro distacco. Per tali ragioni, dopo che si è attivato il cinematisimo (ad esempio nel caso di analisi non lineare) tali forze non sono più considerate nel computo dell'equilibrio. Tali forze si ottengono moltiplicando per il coefficiente di attrito  $f$  tutte le forze la cui linea di azione interseca la superficie di distacco della porzione muraria in rotazione. Il punto di applicazione di tali forze è proprio il punto di intersezione tra la loro linea d'azione e la superficie di distacco. Di tali forze interessa il braccio verticale rispetto alla cerniera di rotazione.



**Figura 3 - Modello di meccanismi per parete semplice in cui lungo la superficie di distacco compaiono il contributo dell'attrito e quello coesivo <sup>2</sup>**

#### *Forze coesive*

Sono forze orizzontali dovute alla coesione della malta presente nei giunti orizzontali della muratura. Tali forze si oppongono al moto delle porzioni murarie prima che si inneschi il cinematismo. Le forze coesive si esercitano sulla superficie di distacco e si ottengono moltiplicando la proiezione orizzontale dell'area di distacco per la tensione tangenziale di calcolo  $\tau_{0d}$ , il loro punto di applicazione è il baricentro della superficie di distacco. Interessa il loro braccio verticale rispetto alla superficie di rotazione

#### *Azioni varie*

Possono essere spinte interne della muratura o azioni prodotte da superfici adiacenti.

### **Calcolo del moltiplicatore di collasso**

#### *Analisi cinematica lineare*

La determinazione del coefficiente  $\alpha_0$  avviene attraverso l'impiego del Principio de Lavori Virtuali, mediante la seguente relazione di equilibrio

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} + \sum_{h=1}^0 F_h \delta_h = L_{fi}$$

L'equilibrio riguarda un'opportuna catena cinematica, composta da una sequenza di blocchi rigidi, soggetta a eventuali forze esterne. Nello specifico si devono considerare:

- pesi propri dei blocchi applicati nei corrispondenti baricentri;
- carichi verticali gravanti su di essi (pesi propri e sovraccarichi);

- forze orizzontali proporzionali ai carichi precedenti, nel caso in cui queste non siano adeguatamente trasmesse alla struttura (spinte orizzontali di archi e volte);
- eventuali forze esterne (ad esempio il tiro delle catene metalliche);
- eventuali forze interne (ad esempio ingranamento dei conchi nell'elemento verticale) che producono il lavoro delle forze interne  $L_{fi}$ .

La distinzione tra  $P_i$  e  $P_j$  è che questi ultimi corrispondono a carichi non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano azioni orizzontali sugli elementi della catena cinematica in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio.

Attraverso l'uguaglianza tra il lavoro compiuto dalle forze esterne al sistema e quello interno è possibile determinare il moltiplicatore di collasso relativo al meccanismo locale considerato, indicato attraverso il coefficiente  $\alpha_0$ . Questo parametro rappresenta il coefficiente moltiplicativo dell'azione orizzontale che attiva il primo meccanismo, poiché le forze verticali presenti sono dovute all'accelerazione di gravità:  $\alpha_0$  è "il rapporto tra le forze orizzontali applicate e i corrispondenti pesi delle masse presenti".

Ad esso corrisponderà un'accelerazione spettrale  $a_0^*$  calcolata in funzione del coefficiente  $\alpha_0$  come segue:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

La verifica consisterà nel confrontare il valore di  $a_0^*$  con il valore di riferimento dell'accelerazione massima al suolo per il sito in esame. Più basso sarà il valore di  $a_0^*$  più l'edificio risulterà vulnerabile, in quanto il cinematismo si attiverà per bassi valori di accelerazione.

La verifica è stata condotta come di seguito descritto:

I carichi agenti sul pannello murario sono il peso del solaio corrispondente alla quota d'interpiano che si assume abbia una distribuzione triangolare del carico sul pannello e il carico del pannello stesso.

Per siti ubicati al di sotto dei 100 m.s.l si trascura il carico da neve.

$$\alpha_0 = \frac{M_S}{M_R} \lim_{x \rightarrow \infty}$$

$$M_S = \sum_{i=1}^m P_i \cdot \delta_{y,i} \quad M_R = \sum_{i=1}^m P_i \cdot \delta_{x,i}$$

Dove  $P_i$  sono i carichi precedentemente descritti e  $\delta_{x,i}$  e  $\delta_{y,i}$  sono gli spostamenti virtuali corrispondenti alle coordinate dei baricentri dei carichi rispetto alla posizione della cerniera.

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad \text{massa partecipante}$$

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad \text{frazione di massa partecipante}$$

Verifiche:

$$a_0^* \geq \frac{a_g^{SLV} \cdot S}{q} \quad \text{alla quota } Z = 0 \theta$$

$$a_0^* \geq \frac{Se(T_1) \cdot \Psi(z) \cdot \gamma}{q} \quad \text{alla quota } Z \neq 0$$

Nel caso del meccanismo a più livelli si tiene conto per il blocco in quota dalla capacità dissipative della struttura.

Dove:

$$\gamma = \frac{3 \cdot N}{2 \cdot N + 1} \quad N = \text{numero di piani}$$

Gli altri termini sono analoghi a quelli adottati nelle verifiche precedenti.

L'analisi cinematica lineare è stata condotta per gli elementi perpendicolari all'orditura dei solai considerando due blocchi distinti per ogni parete, ipotizzando che il solaio ne interrompesse la continuità (la cerniera è stata posizionata in corrispondenza di ogni livello), per gli elementi paralleli all'orditura dei solai si è considerato un unico blocco (la cerniera è stata posizionata alla base dell'intera parete).

#### *Analisi cinematica non lineare*

L'unico parametro di calcolo risulta lo spostamento ultimo  $d_{k,0}$  del sistema corrispondente all'annullarsi dell'accelerazione spettrale. Passando dallo spostamento ultimo  $d_{k,0}$  allo spostamento spettrale  $d_0^*$ , la capacità del sistema è espressa come  $d_u^* = 0,4 d_0^*$ . La domanda si basa sul valore del periodo proprio dell'oscillatore elastoplastico  $T_S$  definito quale periodo secante corrispondente a uno spostamento  $d_S^* = 0,4 d_u^*$  cui corrisponde un'accelerazione spettrale  $a_s^*$ . Si ha:

$$T_S = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_S^*}{a_s^*}}$$

Per calcolare  $d_0^*$  è necessario calcolare la rotazione ultima del sistema  $\theta_{k,0}$ . Essa si può determinare, con riferimento alla configurazione di partenza, imponendo l'annullarsi del moltiplicatore dei carichi per il valore di  $\theta_{k,0}$ . Si ha:

$$\theta_{k,0} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{Bi} \cdot R_{PBi} \cdot \cos \beta_{PBi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot R_{PSi} \cdot \cos \beta_{PSi}}{\sum_{i=1}^n P_{Bi} \cdot R_{PBi} \cdot \sin \beta_{PBi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot R_{PSi} \cdot \sin \beta_{PSi}}$$

I termini  $P_{Bi}$  e  $P_{Si}$  indicano rispettivamente i pesi dei blocchi e dei solai, mentre  $R$  e  $\beta$  indicano il raggio e l'angolo rispetto alla cerniera origine. Sostituendo  $\Delta\theta = \theta_{k,0}$  nelle relazioni:

$$\begin{aligned} x &= R \cos(\beta + \Delta\theta) \\ y &= R \sin(\beta + \Delta\theta) \end{aligned}$$

si ottiene  $d_{k,0}$ , da cui si calcola:

$$d_0^* = d_{k,0} \frac{\sum P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

Sostituendo il valore di  $T_S$  nella formulazione dello spostamento elastico spettrale si determina la domanda di spostamento  $S_{De}(T_S)$ :

$$a_g^u = \frac{d_u^* \cdot a_g^{SLV}}{S_{De}(T_S)}$$

$$\alpha_u = \frac{a_g^u}{a_g^{SLV}} = \frac{d_u^*}{S_{De}(T_S)}$$

Per la verifica si considerano le seguenti relazioni:

$$\alpha_u > 1 \quad \text{alla quota } z = 0$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \Psi(Z) \gamma \frac{\left(\frac{T_S}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_S}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_S}{T_1}}} \quad \text{alla quota } z \neq 0$$



### 3.5 Verifica dei meccanismi globali o di secondo modo

#### Verifica a pressoflessione nel piano

I pannelli murari paralleli alla direzione del sisma svolgono la funzione di controventi e sono soggetti alle forze sismiche orizzontali applicate in corrispondenza dei solai. Considerando lo schema a mensola, il taglio sarà costante per ogni interpiano, mentre il momento flettente varierà con legge lineare. Per ogni interpiano, la verifica a pressoflessione di ogni pannello deve essere eseguita per le sezioni in sommità, in mezzeria e alla base. La verifica consiste nel confrontare il momento di calcolo provocato dalle forze sismiche con il momento resistente di calcolo valutato con la relazione 7.8.2 delle NTC18, cioè

$$M_{Rd} = \frac{N_{Ed} \cdot l}{2} \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{l \cdot t \cdot 0,85 \cdot f_d} \right)$$

dove:

$N_{Ed}$  = sforzo normale di calcolo derivante dai carichi verticali agenti sulla sezione;

$l$  = lunghezza del pannello murario;

$t$  = spessore del pannello murario;

$f_d = f_m / (F_C \cdot \gamma_m)$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura.

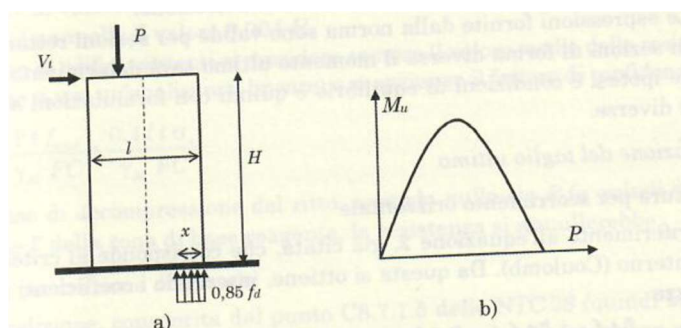


Figura 4 - Il momento ultimo a pressoflessione del maschio (a) e il relativo dominio di resistenza (b)<sup>3</sup>

#### Verifica a taglio

Per ogni elemento strutturale la verifica consiste nel confrontare il taglio di calcolo provocato dalle forze sismiche con il taglio resistente di calcolo valutato con la relazione 7.8.3 delle NTC18, cioè

$$V_{Rd} = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:

$l'$  = lunghezza della parte compressa del pannello murario

$t$  = spessore del pannello murario

$f_{vd} = f_{vk} / (F_C \cdot \gamma_m)$  = resistenza a taglio di calcolo della muratura, definita dalla relazione 4.5.4 delle NTC18

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \frac{N_{Ed}}{l \cdot t}$$

in cui:

$f_{vk0} = 0,2$  MPa è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale (Tab. 11.10.VII delle NTC08)

$N_{Ed}$  = sforzo normale di calcolo derivante dai carichi verticali agenti sulla sezione

Per ogni interpiano, la verifica a taglio di ogni pannello murario deve essere eseguita per le sezioni in sommità, in mezzeria e alla base.

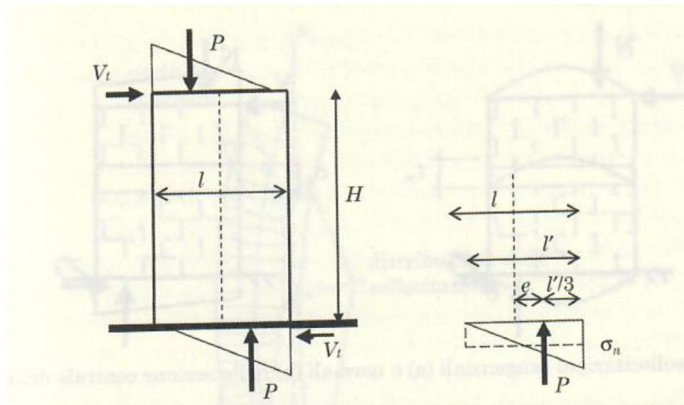


Figura 5 - Resistenza a taglio della parete<sup>2</sup>

Verifica a pressoflessione fuori piano

Si assume che ogni pannello murario sia sollecitato da un carico trasversale uniforme dato dalla relazione:

$$p_a = \frac{W_a \cdot S_a \cdot \gamma_l}{q} \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

dove  $T_a = 0$

$$- S_a = \frac{a_g S}{g} \left[ 3 \left( 1 + \frac{Z}{H} \right) - 0.5 \right] \geq \frac{a_g S}{g} \text{ fattore di amplificazione}$$

- $W_a$  peso per unità di superficie del pannello
- $\gamma_l = 1$  fattore d'importanza
- $q = 2$  fattore di struttura
- $S$  fattore che tiene conto del profilo stratigrafico e topografico del suolo di fondazione
- $g$  accelerazione di gravità
- $a_g$  accelerazione massima orizzontale di suolo rigido

- $H$  altezza della struttura
- $Z$  altezza del baricentro del pannello

Assumendo che il pannello sia incernierato all'estremità superiore e inferiore, il momento di calcolo in mezzeria vale:

$$M_{Ed} = \frac{p_a \cdot h^2}{8}$$

in cui  $h$  è l'altezza del pannello. La valutazione del momento resistente di calcolo è analoga a quella per la verifica a pressoflessione nel piano, salvo lo scambio tra lunghezza e spessore del muro. Si ha:

$$M_{Rd} = \frac{N_{Ed} \cdot t}{2} \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{t \cdot l \cdot 0,85 \cdot f_d} \right)$$

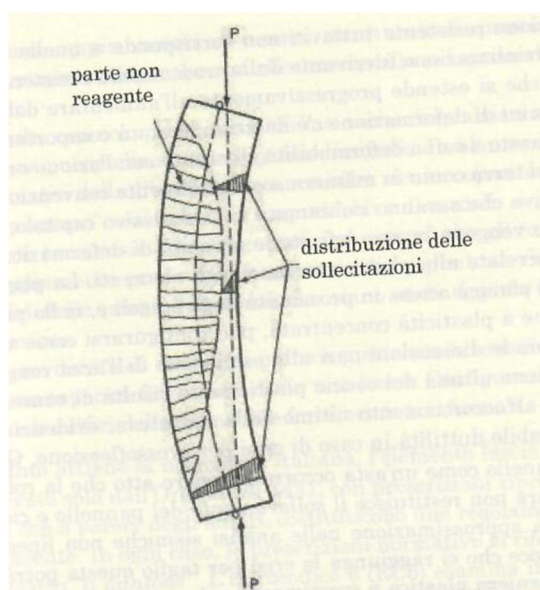


Figura 6 - Effetti instabilizzanti del secondo ordine dello sforzo assiale<sup>2</sup>

### 3.6 Metodi di analisi dell'edificio

Le sollecitazioni sismiche degli elementi di un edificio in muratura possono essere valutate attraverso i comuni metodi di analisi dell'ingegneria strutturale, cioè:

- analisi lineare, statica o modale, che richiede l'utilizzo di uno spettro di progetto e di un coefficiente di struttura;
- analisi non lineare statica o dinamica.

Nell'ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nel proprio piano, le sollecitazioni sismiche sui pannelli murari possono essere calcolate attraverso un'analisi statica lineare.

#### Modellazione a mensola

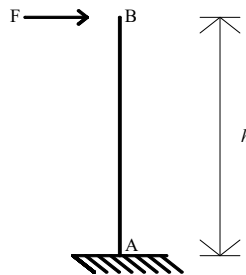
Si considerano resistenti alle azioni orizzontali solo gli elementi murari continui dalla base alla sommità della costruzione, denominati maschi o pannelli murari, trascurando l'eventuale contributo fornito dalle fasce di piano. Al livello di ogni impalcato, la ripartizione della forza orizzontale tra i diversi pannelli murari dipende dal tipo di vincolo esercitato dal solaio.

Nel caso di un solaio infinitamente flessibile, l'aliquota della forza orizzontale che sollecita il generico pannello è proporzionale alla porzione di solaio di sua pertinenza, indipendentemente dalle dimensioni e dalla posizione degli altri pannelli.

Nel caso di un solaio infinitamente rigido nel proprio piano, ciascun pannello è sollecitato da una porzione della forza orizzontale che dipende dalla rigidezza del pannello e dalla sua posizione in pianta. Il modello di solaio infinitamente rigido, infatti, garantisce la congruenza degli spostamenti di piano e il comportamento tridimensionale della costruzione può essere compiutamente rappresentato attraverso la risposta cinematica dei solai.

#### *Rigidezza di un pannello murario*

La rigidezza di un generico pannello murario può essere calcolata secondo lo schema di trave a mensola deformabile a flessione e taglio (trave di Timoshenko) sollecitata da una forza trasversale applicata all'estremo libero, Figura 7.



**Figura 7 - Schema strutturale del generico pannello murario**

Lo spostamento dell'estremo libero risulta

$$u_B = \frac{Fh^3}{3EI} + \frac{Fh}{GA^*}$$

in cui:

$h$  altezza del pannello (*mettere nel disegno*)

$E$  modulo di elasticità longitudinale

$G$  modulo di elasticità trasversale

Inoltre,  $A^*$  è l'area resistente a taglio, che per una sezione rettangolare è pari a

$$A^* = \frac{5}{6} A$$

dove  $A$  è l'area della sezione trasversale. La rigidezza del pannello risulta quindi

$$k = \frac{F}{u_B} = \frac{1}{\frac{h^3}{3\alpha EI} + \frac{1.2h}{\alpha GA}}$$

in cui  $\alpha$  è un coefficiente di riduzione dei moduli di elasticità longitudinale ( $E$ ) e di elasticità tangenziale ( $G$ ), che tiene conto della presenza di eventuali fessurazioni. [3]

*Baricentro delle masse al generico impalcato*

Nel caso di un solaio uniformemente caricato, il baricentro delle masse  $G$  coincide con il baricentro geometrico del solaio.

*Baricentro delle rigidezze al generico impalcato*

La posizione del baricentro delle rigidezze  $R$  dipende dalla rigidezza e dalla posizione dei singoli pannelli. Si ha:

$$X_R = \frac{\sum_{i=1}^{N_y} k_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{N_y} k_{yi}} \qquad X_R = \frac{\sum_{i=1}^{N_y} k_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{N_y} k_{yi}}$$

in cui

- $N_x$  e  $N_y$             numero di pannelli resistenti secondo le direzioni  $x$  e  $y$
- $k_{xi}$                     rigidezza del generico pannello resistente in direzione  $x$
- $k_{yi}$                     rigidezza del generico pannello resistente in direzione  $y$
- $x_i$  e  $y_i$                 coordinate del baricentro del generico pannello

*Ripartizione della forza sismica*

In generale, il baricentro delle rigidezze  $R$  di un impalcato non coincide con il baricentro delle masse  $G$ , ma presenta rispetto a quest'ultimo un'eccentricità  $e$  di componenti  $e_x$  ed  $e_y$ , Figura 8.

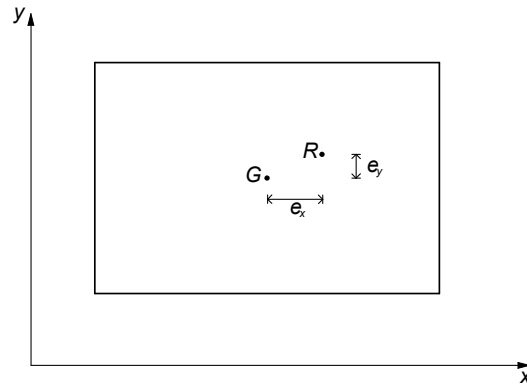


Figura 8 - Eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze

Ciò comporta che per effetto dell'azione sismica l'impalcato subisce un moto roto-traslatorio. Pertanto, la forza sismica agente sul generico pannello murario si compone di due aliquote, una dovuta al moto traslatorio e l'altra dovuta al moto rotatorio, che possono essere sommate in virtù del principio di sovrapposizione degli effetti.

*Azione sismica agente in direzione x*

La forza sismica  $F_x$ , applicata in  $G$  e diretta secondo la direzione  $x$ , provoca una traslazione  $v_x$  dell'impalcato rigido in direzione  $x$  e una sua rotazione  $\theta_z$  intorno all'asse verticale  $z$ . Quest'ultima è dovuta al momento torcente  $M_z$  che nasce per effetto del trasporto della forza  $F_x$  dal baricentro delle masse  $G$  al baricentro delle rigidezze  $R$ , positivo se antiorario, Figura 9. Risulta

$$M_z = F_x \cdot e_y$$

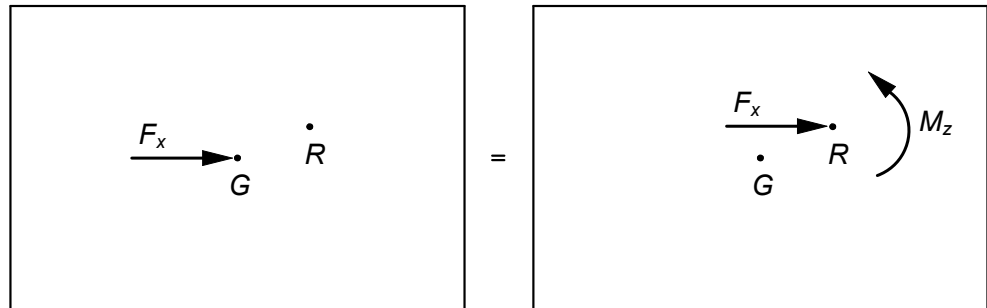


Figura 9 - Forza sismica in direzione x

La forza  $F_x$  applicata in  $R$  si distribuisce tra tutti i pannelli murari resistenti in direzione  $x$  proporzionalmente alla loro rigidezza. Si ha

$$F_{xi} = \frac{F_x \cdot k_{xi}}{K_x}$$

in cui

$$K_x = \sum_{i=1}^{N_x} k_{xi}$$

è la rigidezza dell'impalcato in direzione  $x$ . Lo spostamento in direzione  $x$  risulta quindi

$$v_x = \frac{F_x}{K_x}$$

Inoltre, il momento torcente  $M_z$  determina l'insorgere di ulteriori forze sia nei pannelli resistenti in direzione  $x$ , sia in quelli in direzione  $y$ . Per ogni pannello la forza dipende dalla rigidezza e dalla distanza del suo baricentro rispetto a quello delle rigidezze  $R$ . Si ha

$$F_{xi} = -\frac{M_z \cdot k_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{K_{rot}} \quad F_{yi} = \frac{M_z \cdot k_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{K_{rot}}$$

in cui

$$K_{rot} = \sum_{i=1}^{N_x} k_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2 + \sum_{i=1}^{N_y} k_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2$$

è la rigidezza torsionale dell'impalcato. La rotazione intorno all'asse  $z$  è quindi pari a

$$\theta_z = \frac{M_z}{K_{rot}}$$

Applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, le forze totali agenti sui pannelli resistenti nelle direzioni  $x$  e  $y$ , dovute a un'azione sismica diretta secondo la direzione  $x$ , risultano quindi

$$F_{xi} = \frac{F_x \cdot k_{xi}}{K_x} - \frac{M_z \cdot k_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{K_{rot}} \quad F_{yi} = \frac{M_z \cdot k_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{K_{rot}}$$

#### *Azione sismica agente in direzione $y$*

La forza sismica  $F_y$ , applicata in  $G$  e diretta secondo la direzione  $y$ , provoca una traslazione  $v_y$  dell'impalcato rigido in direzione  $y$  e una sua rotazione  $\theta_z$  intorno all'asse  $z$ . Quest'ultima è dovuta al momento torcente  $M_z$  che nasce per effetto del trasporto della forza  $F_y$  dal baricentro delle masse  $G$  al baricentro delle rigidezze  $R$ , positivo se antiorario, Figura 10. Risulta

$$M_z = -F_y \cdot e_x$$

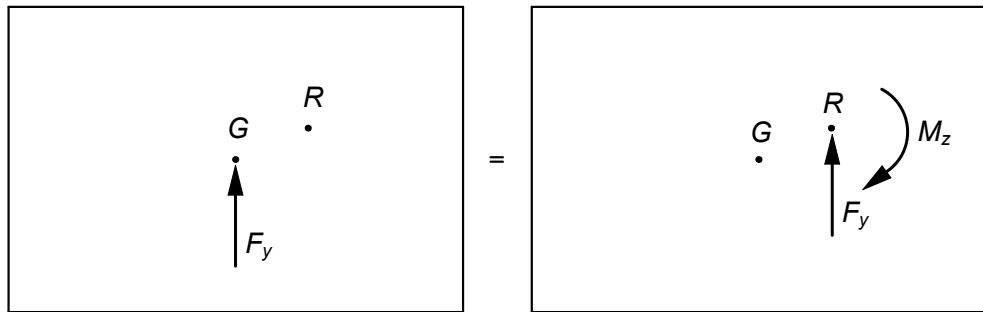


Figura 10- Forza sismica in direzione y

La forza  $F_y$  applicata in  $R$  si distribuisce tra tutti i pannelli murari resistenti in direzione  $y$  proporzionalmente alla loro rigidezza. Si ha

$$F_{yi} = \frac{F_y \cdot k_{yi}}{K_y}$$

in cui

$$K_y = \sum_{i=1}^{N_y} k_{yi}$$

è la rigidezza dell'impalcato in direzione  $y$ . Lo spostamento in direzione  $y$  risulta quindi

$$v_y = \frac{F_y}{K_y}$$

Il momento torcente  $M_z$  determina l'insorgere di forze sia nei pannelli resistenti in direzione  $x$ , sia in quelli in direzione  $y$ . Per ogni pannello la forza dipende dalla rigidezza e dalla distanza del suo baricentro rispetto a quello delle rigidezze  $R$ . Si ha

$$F_{xi} = -\frac{M_z \cdot k_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{K_{rot}} \quad F_{yi} = \frac{M_z \cdot k_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{K_{rot}}$$

in cui

$$K_{rot} = \sum_{i=1}^{N_x} k_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2 + \sum_{i=1}^{N_y} k_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2$$

è la rigidezza torsionale dell'impalcato. La rotazione intorno all'asse  $z$  è quindi pari a

$$\theta_z = \frac{M_z}{K_{rot}}$$

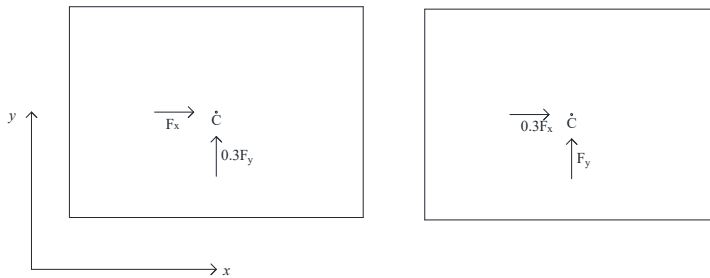
Applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, le forze totali agenti sui pannelli resistenti nelle direzioni  $x$  e  $y$ , dovute a un'azione sismica diretta secondo la direzione  $y$ , risultano quindi



$$F_{xi} = -\frac{M_z \cdot k_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{K_{rot}} \quad F_{yi} = \frac{F_y \cdot k_{yi}}{K_y} + \frac{M_z \cdot k_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{K_{rot}}$$

*Azione sismica agente secondo una direzione generica*

In questo caso, considerando le componenti dell'azione sismica secondo le direzioni  $x$  e  $y$ , la normativa prevede che per valutare le forze agenti nei pannelli in direzione  $x$  si deve considerare anche il contributo del 30% della componente dell'azione sismica agente in direzione  $y$ , mentre per valutare le forze agenti nei pannelli in direzione  $y$  si deve considerare anche il contributo del 30% della componente dell'azione sismica agente in direzione  $x$ , Figura 18.



**Figura 11 - Combinazione delle componenti dell'azione sismica**

Pertanto, per le due combinazioni di carico illustrate nella precedente figura, i momenti torcenti valgono rispettivamente:

$$M_{Tx} = F_x \cdot e_y - 0.3 \cdot F_y \cdot e_x \quad M_{Ty} = 0.3F_x \cdot e_y - F_y \cdot e_x$$

Tenendo conto che il verso di ogni forza non può essere definito, è pertanto necessario considerare le seguenti quattro condizioni di carico:

$$\begin{aligned} M_{Tx} &= F_x \cdot e_y - 0.3 \cdot F_y \cdot e_x & M_{Ty} &= 0.3F_x \cdot e_y - F_y \cdot e_x \\ M_{Tx} &= -F_x \cdot e_y - 0.3 \cdot F_y \cdot e_x & M_{Ty} &= -0.3F_x \cdot e_y - F_y \cdot e_x \\ M_{Tx} &= -F_x \cdot e_y + 0.3 \cdot F_y \cdot e_x & M_{Ty} &= -0.3F_x \cdot e_y + F_y \cdot e_x \\ M_{Tx} &= F_x \cdot e_y + 0.3 \cdot F_y \cdot e_x & M_{Ty} &= 0.3F_x \cdot e_y + F_y \cdot e_x \end{aligned}$$

La forza sismica agente sul generico pannello murario per effetto della componente rotazionale del moto risulta quindi

$$F_{ix}^{(2)} = \frac{k_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{K_{rot}} M_{Tx} \quad F_{iy}^{(2)} = \frac{k_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{K_{rot}} M_{Ty}$$

Infine, le componenti della forza complessiva agente sul pannello murario secondo le direzioni  $x$  e  $y$  risultano:

$$\begin{aligned} F_{ix} &= F_{ix}^{(1)} + F_{ix}^{(2)} = \frac{k_{xi}}{\sum k_{xi}} - \frac{k_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{K_{rot}} M_{Tx} \\ F_{iy} &= F_{iy}^{(1)} + F_{iy}^{(2)} = \frac{k_{yi}}{\sum k_{yi}} + \frac{k_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{K_{rot}} M_{Ty} \end{aligned}$$

### 3.7 Casi studio

Nel seguito vengono presentati tre casi studio allo scopo di confrontare l'indice di vulnerabilità calcolato considerando i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa, con quello che si ottiene in loro assenza. In quest'ultimo modo, infatti, si ritiene di ottenere un valore della capacità maggiormente rappresentativo del reale comportamento dell'edificio.

Poiché, in generale, non vi è una dipendenza lineare tra la resistenza dei materiali e quella degli elementi strutturali, l'influenza dell'uso dei coefficienti di sicurezza varia a seconda del meccanismo resistente a cui si fa riferimento.

Tutti i calcoli sono stati eseguiti mediante il metodo dell'analisi statica lineare, già descritto nel paragrafo 1.3, implementato attraverso un foglio di lavoro *excel* appositamente sviluppato.

Dopo aver definito la geometria dell'edificio e aver eseguito l'analisi dei carichi, l'azione sismica è stata ripartita sugli elementi strutturali con il *metodo delle mensole*, precedentemente descritto.

#### 3.7.1 Scuola Media "G. Pedullà" di Siderno (RC)

##### *Descrizione dell'edificio*

L'edificio, la cui costruzione risale agli anni '50, è sito nel comune di Siderno, all'incrocio tra la via Reggio e la via Carlo Pisacane, ed è costituito da due piani fuori terra con copertura piana.

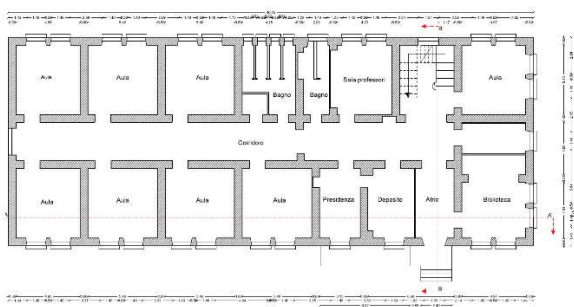


Figura 12. Vista dall'alto

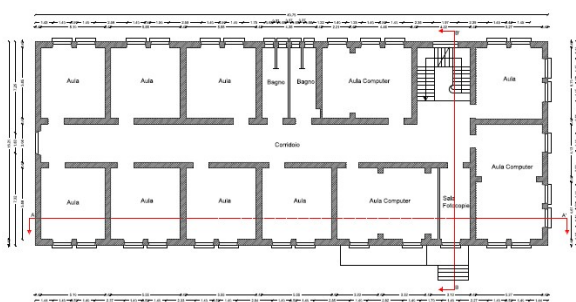


**Figura 13. Vista prospettica dell'edificio**

La struttura portante è in muratura di mattoni pieni e malta di calce e si presenta piuttosto regolare sia in pianta, sia in elevazione. Lo spessore delle pareti è pari a 60 cm per il piano terra, e a 45 cm per il primo piano. L'altezza d'interpiano è di 4,04 m per ciascuno dei due livelli. Il solaio di piano e quello di copertura sono realizzati in latero-cemento. Il collegamento verticale è garantito da un vano scala.



**Figura 14. Pianta del piano terra**



**Figura 15. Pianta del primo piano**

### ***Caratteristiche meccaniche della muratura***

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono state ricavate dalla documentazione disponibile e dai risultati di alcune prove con martinetti piatti. Sono stati considerati i seguenti valori:

- Resistenza media a compressione  $f_k = 5,69$  MPa
- Modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$  MPa
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$  MPa

La resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali,  $f_{k0}$ , è stata dedotta dalla tabella 11.10.VII delle NTC08. Poiché la malta è di classe M8, si è assunto  $f_{k0} = 0,20$  MPa.

### ***Valutazione delle azioni***

#### *Pesi propri dei materiali strutturali e carichi permanenti non strutturali*

- Solaio di primo piano:  $g_k = 5,70$  kN/m<sup>2</sup>
- Solaio di copertura:  $g_k = 6,35$  kN/m<sup>2</sup>
- Scala:  $g_k = 3,85$  kN/m<sup>2</sup>
- Pannelli in muratura:  $w_k = 18,0$  kN/m<sup>3</sup>

#### *Carichi variabili (tabella 3.1.II delle NTC08)*

- Solaio di primo piano (categoria C1):  $q_k = 3,00$  kN/m<sup>2</sup>
- Solaio di copertura (categoria H1):  $q_k = 0,50$  kN/m<sup>2</sup>
- Scala (categoria C2):  $q_k = 4,00$  kN/m<sup>2</sup>

### ***Azione sismica***

#### *Coordinate del sito*

Latitudine: 38,2710

Longitudine: 16,2970

#### *Parametri caratteristici della struttura*

Vita nominale:  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento:  $V_R = 75$  anni

*Pericolosità sismica di base per lo SLV*

Probabilità di superamento:  $P_{VR} = 10\%$

Accelerazione orizzontale di suolo rigido:  $a_g = 0,210 g$

Fattore di amplificazione:  $F_0 = 2,38$

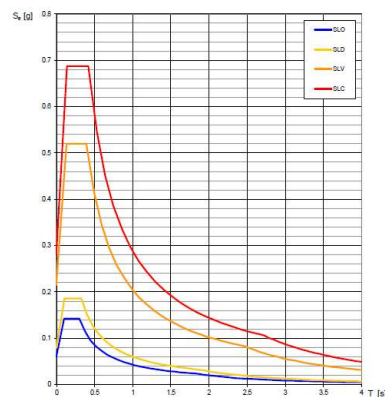
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante:  $T_C^* = 0,329 s$

### *Spettri di risposta elastici*

Alla luce dei risultati di una campagna d'indagini geotecniche, il suolo di fondazione è stato classificato di categoria B. Poiché il sito è pianeggiante, è stata assunta la categoria topografica T1. Si ha quindi

$$S_S = 1.20 \quad S_T = 1.00$$

In Figura 16 sono riportati gli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i diversi stati limite (smorzamento  $\xi = 5\%$ ).



**Figura 16. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite**

### *Calcolo delle sollecitazioni sismiche*

Le sollecitazioni sismiche allo SLV sono state calcolate mediante un'analisi statica lineare considerando i seguenti parametri:

Periodo fondamentale di vibrazione:

$$T_1 = C_1 H^{0,75} = 0,05 \cdot 8,08^{0,75} = 0,24 s$$

Fattore di struttura:  $q = 2$

Ordinata dello spettro elastico:

$$S_e(T_1) = a_g \cdot F_0 = 0,253 \cdot 2,38 = 0,60 \text{ g}$$

Ordinata dello spettro di progetto:

$$S_d(T_1) = S_e(T_1)/q = 0,30 \text{ g}$$

Peso della costruzione:

$$W = 9645 \text{ kN}$$

Si ha:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda = 2893.74$$

$$F_1 = 955.36 \text{ kN}$$

$$F_2 = 1938.38 \text{ kN}$$

### ***Risultati delle verifiche con i coefficienti di sicurezza***

In Tabella 3 viene riportato per ogni meccanismo di resistenza il numero di elementi che non hanno soddisfatto le verifiche.

**Tabella 3. Numero di elementi che non soddisfano le verifiche (calcolo considerando i coefficienti di sicurezza)**

|                 | Verifica                   |                              |                              |                  |
|-----------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------|
|                 | Presso flessione nel piano | Presso flessione fuori piano | Analisi cinematica (1° modo) | Taglio (2° modo) |
| Numero elementi | 51/100                     | 100/100                      | 48/48                        | 7/100            |

### Indice di vulnerabilità sismica

L'indicatore di rischio della vulnerabilità sismica della struttura viene definito come il rapporto tra la  $PGA_C$ , accelerazione massima al suolo che provoca il raggiungimento della crisi nel primo elemento, e la  $PGA_D$ , cioè l'accelerazione massima al suolo di riferimento rispetto allo stato limite considerato, in questo caso lo Stato Limite Ultimo.

$$\alpha = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$
$$PGA_D = S_S \cdot S_T a_{g_{max}}$$

L'indice di vulnerabilità sismica è riportato nella seguente tabella 4.

**Tabella 4. Indice di Vulnerabilità Sismica (calcolo con i coefficienti di sicurezza)**

| Meccanismo                   | $PGA_D$ | $PGA_C$ | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------------------|---------|---------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.252   | 0.0096  | 0.04                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.252   | 0.018   | 0.07                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.252   | 0.030   | 0.12                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.252   | 0.077   | 0.30                            |
| Spostamento d'interpiano     | 0.070   | 0.190   | 2.71                            |

### ***Risultati delle verifiche senza i coefficienti di sicurezza***

Le medesime analisi sono state condotte senza considerare i coefficienti di sicurezza ( $\gamma_m$  e FC), che riducono le proprietà meccaniche dei materiali, al fine di valutare la loro influenza sulle verifiche sismiche degli elementi strutturali.

**Tabella 5. Numero di elementi che non soddisfano le verifiche (senza considerare i coefficienti di sicurezza)**

|                 | Verifica                   |                              |                              |                  |
|-----------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------|
|                 | Presso flessione nel piano | Presso flessione fuori piano | Analisi cinematica (1° modo) | Taglio (2° modo) |
| Numero elementi | 51/100                     | 98/100                       | 39/100                       | 4/100            |

### ***Indice di vulnerabilità sismica***

In Tabella 6 viene riportato, per ogni meccanismo di resistenza, il valore dell'Indice di Vulnerabilità Sismica ottenuto senza adottare i coefficienti di sicurezza previsti dalla norma.

**Tabella 6. Indice di Vulnerabilità Sismica (calcolo senza i coefficienti di sicurezza)**

| Meccanismo                   | PGA <sub>D</sub> | PGA <sub>C</sub> | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------------------|------------------|------------------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.252            | 0.0096           | 0.04                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.252            | 0.019            | 0.08                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.252            | 0.036            | 0.14                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.252            | 0.150            | 0.59                            |



### Confronto dei risultati e conclusioni

In Tabella 7 viene riportato il confronto dei risultati in termini di numero di elementi che non soddisfano la verifica, eseguita con e senza coefficienti di sicurezza.

**Tabella 7. Confronto del numero di elementi che non soddisfano le verifiche**

|                              | Con coefficienti di sicurezza | Senza coefficienti di sicurezza |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Meccanismo                   | Numero di elementi            |                                 |
| Pressoflessione nel piano    | 51/100                        | 51/100                          |
| Pressoflessione fuori piano  | 100/100                       | 98/100                          |
| Analisi cinematica (1° modo) | 48/100                        | 39/100                          |
| Taglio (2° modo)             | 7/100                         | 4/100                           |

In Tabella 8 si riporta il confronto degli indici di Vulnerabilità Sismica ottenuti eseguendo le analisi con e senza i coefficienti di sicurezza.

**Tabella 8. Confronto degli Indici di Vulnerabilità Sismica**

| Meccanismo                   | Con coefficienti di sicurezza | Senza coefficienti di sicurezza |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.04                          | 0.04                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.07                          | 0.08                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.12                          | 0.14                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.30                          | 0.59                            |

In Tabella 9 sono riportati i valori degli Indici di Vulnerabilità Sismica calcolati in ambito professionale ai sensi della OPCM 3274/03.

**Tabella 9. Indici di Vulnerabilità Sismica calcolati in ambito professionale ai sensi della OPCM 3274/03**

| Meccanismo                   | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------------------|---------------------------------|
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.05                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.40                            |

### 3.7.2 Scuola Media "De Amicis" di Platì (RC)

#### Descrizione dell'edificio

L'edificio è sito nel comune di Platì (RC) ed è costituito da due piani fuori terra con copertura piana.

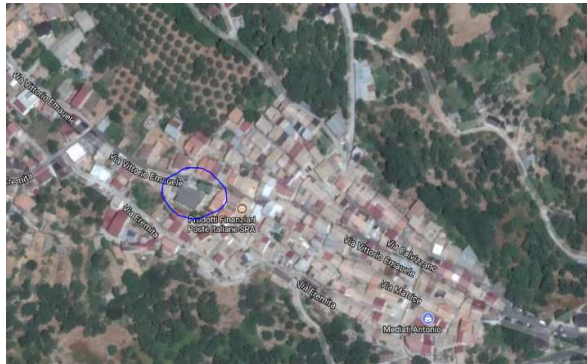


Figura 17. Vista dall'alto

La struttura portante è in muratura di mattoni pieni e malta di calce e si presenta piuttosto regolare sia in pianta, sia in elevazione. Lo spessore delle pareti è pari a 60 cm, 45 cm, 35 cm, 20 cm. L'altezza d'interpiano è di 3,4 m per ciascuno dei due livelli. Il solaio di piano e quello di copertura sono realizzati in latero-cemento. Il collegamento verticale è garantito da un vano scala.

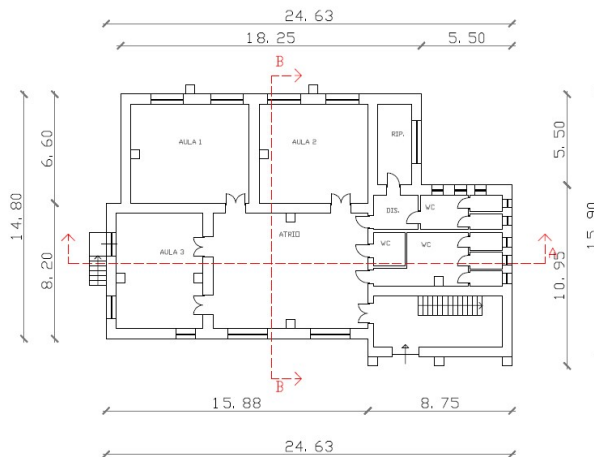
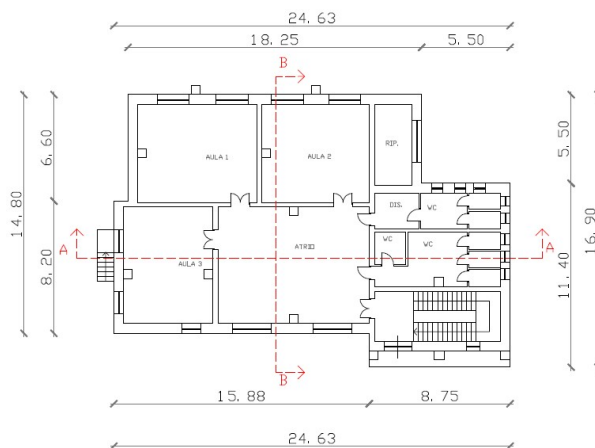


Figura 18. Pianta del piano terra



**Figura 19. Pianta del primo piano**

### ***Caratteristiche meccaniche della muratura***

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono state ricavate dalla documentazione disponibile. Sono stati considerati i seguenti valori:

- Resistenza media a compressione  $f_k = 3,60 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 500 \text{ MPa}$

La resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali,  $f_{k0}$ , è stata dedotta dalla tabella 11.10.VII delle NTC08. Poiché la malta è di classe M8, si è assunto  $f_{k0} = 0,20 \text{ MPa}$ .

### ***Valutazione delle azioni***

*Pesi propri dei materiali strutturali e carichi permanenti non strutturali*

- Solaio di primo piano:  $g_k = 5,17 \text{ kN/m}^2$
- Solaio di copertura:  $g_k = 5,17 \text{ kN/m}^2$
- Scala:  $g_k = 3,85 \text{ kN/m}^2$
- Pannelli in muratura:  $w_k = 18,0 \text{ kN/m}^3$

*Carichi variabili (tabella 3.1.II delle NTC08)*

- Solaio di primo piano (categoria C1):  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- Solaio di copertura (categoria H1):  $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- Scala (categoria C2):  $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

*Azione sismica*

*Coordinate del sito*

Latitudine: 38.2230

Longitudine: 16.0460

*Parametri caratteristici della struttura*

Vita nominale:  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento:  $V_R = 75$  anni

*Pericolosità sismica di base per lo SLV*

Probabilità di superamento:  $P_{VR} = 10\%$

Accelerazione orizzontale di suolo rigido:  $a_g = 0,283 \text{ g}$

Fattore di amplificazione:  $F_0 = 2,38$

Periodo d'inizio del tratto a velocità costante:  $T_C^* = 0,329 \text{ s}$

### Spettri di risposta elastici

Alla luce dei risultati di una campagna d'indagini geotecniche, il suolo di fondazione è stato classificato di categoria B. Poiché il sito è pianeggiante, è stata assunta la categoria topografica T2. Si ha quindi

$$S_S = 1,20 \quad S_T = 1,20$$

In Figura 5.1 sono riportati gli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i diversi stati limite (smorzamento  $\xi = 5\%$ ).

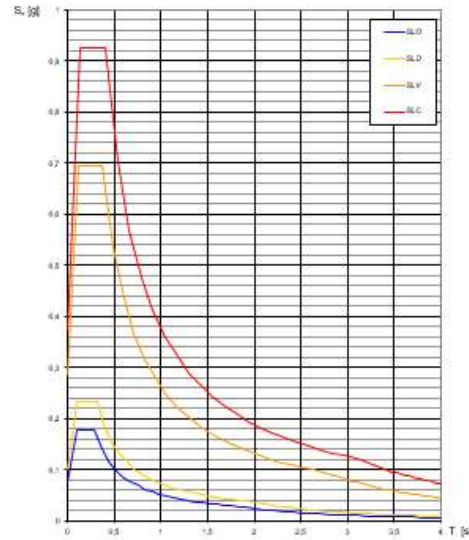


Figura 20. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

### Calcolo delle sollecitazioni sismiche

Le sollecitazioni sismiche allo SLV sono state calcolate mediante un'analisi statica lineare considerando i seguenti parametri:

Periodo fondamentale di vibrazione:

$$T_1 = C_1 H^{0,75} = 0,05 \cdot 8,08^{0,75} = 0,24 \text{ s} \quad 0,05 \cdot 6,8^{0,75} = 0,21 \text{ sec}$$

Fattore di struttura:  $q = 2$

Ordinata dello spettro elastico:  $S_e(T_1) = a_g \cdot F_0 = 0,40 \cdot 2,43 = 0,97 \text{ g}$

Ordinata dello spettro di progetto:  $S_d(T_1) = S_e(T_1)/q = 0,48 \text{ g}$

Peso della costruzione:  $W = 7211 \text{ kN}$

Si ha:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda = 3317$$

$$F_1 = 1170.36 \text{ kN}$$

$$F_2 = 2146.38 \text{ kN}$$

***Risultati delle verifiche con i coefficienti di sicurezza***

In Tabella 10 viene riportato per ogni meccanismo di resistenza il numero di elementi che non hanno soddisfatto le verifiche.

**Tabella 10. Numero di elementi che non soddisfano le verifiche (calcolo considerando i coefficienti di sicurezza)**

|                 | Verifica                   |                              |                              |                  |
|-----------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------|
|                 | Presso flessione nel piano | Presso flessione fuori piano | Analisi cinematica (1° modo) | Taglio (2° modo) |
| Numero elementi | 52/100                     | 71/78                        | 21/21                        | 18/78            |

***Indice di vulnerabilità sismica***

L'indicatore di rischio della vulnerabilità sismica della struttura viene definito come il rapporto tra la  $PGA_C$  accelerazione massima al suolo che provoca il raggiungimento della crisi nel primo elemento e la  $PGA_D$  ovvero l'accelerazione massima al suolo di riferimento rispetto allo stato limite considerato, in questo caso lo Stato Limite Ultimo.

$$\alpha = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

$$PGA_D = S_S \cdot S_T a_{g_{\max}}$$

**Tabella 11. Indice di Vulnerabilità Sismica (calcolo con i coefficienti di sicurezza)**

| Meccanismo                   | PGA <sub>D</sub> | PGA <sub>C</sub> | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------------------|------------------|------------------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.406            | 0.007            | 0.02                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.406            | 0.014            | 0.03                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.406            | 0.046            | 0.11                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.406            | 0.110            | 0.27                            |
| Spostamento d'interpiano     | 0.111            | 0.190            | 1.72                            |

***Risultati delle verifiche senza i coefficienti di sicurezza***

Le medesime analisi sono state condotte senza considerare i coefficienti di sicurezza ( $\gamma_m$  e FC), che riducono le proprietà meccaniche dei materiali, al fine di valutare la loro influenza sulle verifiche sismiche degli elementi strutturali.

**Tabella 12. Numero di elementi che non soddisfano le verifiche (senza considerare i coefficienti di sicurezza)**

|                 | Verifica                   |                              |                              |                  |
|-----------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------|
|                 | Presso flessione nel piano | Presso flessione fuori piano | Analisi cinematica (1° modo) | Taglio (2° modo) |
| Numero elementi | 52/78                      | 53/78                        | 18/21                        | 8/78             |

### *Indice di vulnerabilità sismica*

In Tabella 13 viene riportato, per ogni meccanismo di resistenza, viene il valore dell'Indice di Vulnerabilità Sismica ottenuto senza adottare i coefficienti di sicurezza previsti dalla norma.

**Tabella 13. Indice di Vulnerabilità Sismica (calcolo senza i coefficienti di sicurezza)**

| Meccanismo                   | PGA <sub>D</sub> | PGA <sub>C</sub> | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------------------|------------------|------------------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.406            | 0.009            | 0.02                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.406            | 0.028            | 0.07                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.406            | 0.050            | 0.12                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.406            | 0.210            | 0.52                            |

### *Confronto dei risultati e conclusioni*

In Tabella 14 viene riportato il confronto dei risultati in termini di numero di elementi che non soddisfano la verifica, eseguita con e senza coefficienti di sicurezza.

**Tabella 14. Confronto del numero di elementi che non soddisfano le verifiche**

|                              | Con coefficienti di sicurezza | Senza coefficienti di sicurezza |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Meccanismo                   | Numero di elementi            |                                 |
| Pressoflessione nel piano    | 52/78                         | 52/78                           |
| Pressoflessione fuori piano  | 71/78                         | 53/78                           |
| Analisi cinematica (1° modo) | 21/21                         | 18/21                           |
| Taglio (2° modo)             | 28/78                         | 8/78                            |



In Tabella 15 si riporta il confronto degli indici di Vulnerabilità Sismica ottenuti eseguendo le analisi con e senza i coefficienti di sicurezza.

**Tabella 15. Confronto degli Indici di Vulnerabilità Sismica**

| Meccanismo                   | Con coefficienti di sicurezza | Senza coefficienti di sicurezza |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.02                          | 0.02                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.03                          | 0.07                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.11                          | 0.12                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.27                          | 0.52                            |

In Tabella 16 sono riportati i valori degli Indici di Vulnerabilità Sismica calcolati in ambito professionale ai sensi della OPCM 3274/03.

**Tabella 16. Indici di Vulnerabilità Sismica calcolati in ambito professionale ai sensi della OPCM 3274/03**

| Meccanismo       | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------|---------------------------------|
| Taglio (2° modo) | 0.35                            |

### 3.7.3 Scuola Primaria “Istituto comprensivo” di Bovalino (RC) Descrizione dell’edificio

L’edificio, la cui costruzione risale agli anni ’60, è sito nel comune di Bovalino (RC).



Figura 01. Vista dall’alto

La struttura portante è in muratura di mattoni pieni e malta di calce e si presenta piuttosto regolare sia in pianta, sia in elevazione. Lo spessore delle pareti è pari a 60 cm per entrambi i piani. L’altezza d’interpiano è di 4,45 m per ciascuno dei due livelli. Il solaio di piano e quello di copertura sono realizzati in latero-cemento. Il collegamento verticale è garantito da un vano scala.

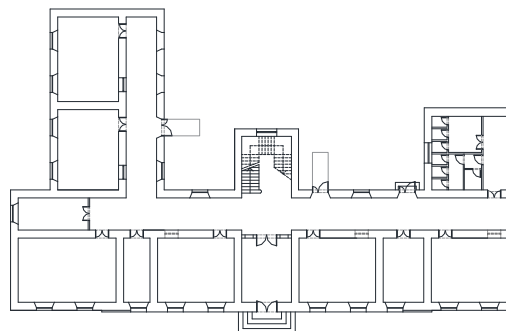
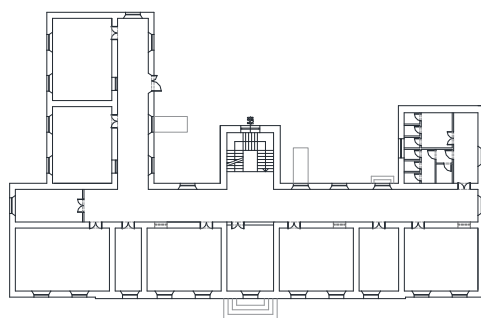


Figura 02. Pianta del piano terra



**Figura 23. Pianta del primo piano**

### ***Caratteristiche meccaniche della muratura***

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono state ricavate dalla documentazione disponibile e dai risultati di alcune prove con martinetti piatti. Sono stati considerati i seguenti valori:

- Resistenza media a compressione  $f_k = 2,4 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 500 \text{ MPa}$

La resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali,  $f_{k0}$ , è stata dedotta dalla tabella 11.10.VII delle NTC08. Poiché la malta è di classe M6, si è assunto  $f_{k0} = 0,20 \text{ MPa}$ .

### ***Valutazione delle azioni***

#### *Pesi propri dei materiali strutturali e carichi permanenti non strutturali*

- Solaio di primo piano:  $g_k = 3,77 \text{ kN/m}^2$
- Solaio di copertura:  $g_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Scala:  $g_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- Pannelli in muratura:  $w_k = 18,0 \text{ kN/m}^3$

#### *Carichi variabili (tabella 3.1.II delle NTC08)*

- Solaio di primo piano (categoria C1):  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- Solaio di copertura (categoria H1):  $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$

– Scala (categoria C2):  $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

*Azione sismica*

*Coordinate del sito*

Latitudine: 38,1500

Longitudine: 16,1748

*Parametri caratteristici della struttura*

Vita nominale:  $V_N = 50 \text{ anni}$

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento:  $V_R = 75 \text{ anni}$

*Pericolosità sismica di base per lo SLV*

Probabilità di superamento:  $P_{VR} = 10\%$

Accelerazione orizzontale di suolo rigido:  $a_g = 0,232 \text{ g}$

Fattore di amplificazione:  $F_0 = 2,407$

Periodo d'inizio del tratto a velocità costante:  $T_C^* = 0,380 \text{ s}$

*Spettri di risposta elastici*

Alla luce dei risultati di una campagna d'indagini geotecniche, il suolo di fondazione è stato classificato di categoria A. Poiché il sito è pianeggiante, è stata assunta la categoria topografica T1. Si ha quindi

$S_S = 1.00$        $S_T = 1.00$

In Figura 24 sono riportati gli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i diversi stati limite (smorzamento  $\xi = 5\%$ ).

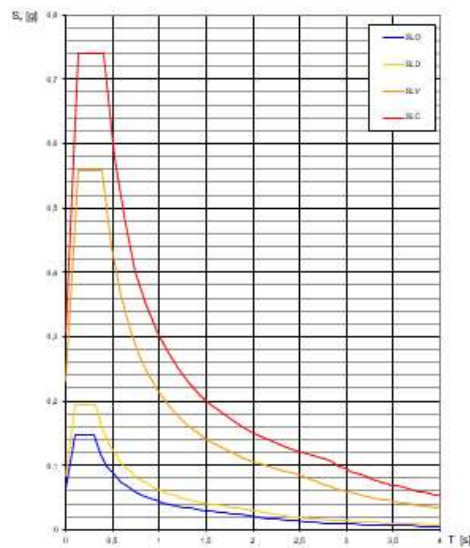


Figura 24. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

### Calcolo delle sollecitazioni sismiche

Le sollecitazioni sismiche allo SLV sono state calcolate mediante un'analisi statica lineare considerando i seguenti parametri:

Periodo fondamentale di vibrazione:  $T_1 = C_1 H^{0,75} =$   
 $0,05 \cdot 9,9^{0,75} = 0,28$

Fattore di struttura:  $q = 2$

Ordinata dello spettro elastico:  $S_e(T_1) = a_g \cdot F_0 =$   
 $0,232 \cdot 2,407 = 0,56$

Ordinata dello spettro di progetto:  $S_d(T_1) = S_e(T_1)/q = 0,27$

Peso della costruzione:  $W = 21196,34 \text{ kN}$

Si ha:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda = 5723,011$$

$$F_1 = 1778,25 \text{ kN}$$

$$F_2 = 3944,75 \text{ kN}$$



### Risultati delle verifiche con i coefficienti di sicurezza

In Tabella 17 viene riportato per ogni meccanismo di resistenza il numero di elementi che non hanno soddisfatto le verifiche.

**Tabella 17. Numero di elementi che non soddisfano le verifiche (calcolo considerando i coefficienti di sicurezza)**

|                 | Verifica                   |                              |                              |                  |
|-----------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------|
|                 | Presso flessione nel piano | Presso flessione fuori piano | Analisi cinematica (1° modo) | Taglio (2° modo) |
| Numero elementi | 95/110                     | 110/110                      | 52/52                        | 32/110           |

### Indice di vulnerabilità sismica

L'indicatore di rischio della vulnerabilità sismica della struttura viene definito come il rapporto tra la  $PGA_C$  accelerazione massima al suolo che provoca il raggiungimento della crisi nel primo elemento e la  $PGA_D$  ovvero l'accelerazione massima al suolo di riferimento rispetto allo stato limite considerato, in questo caso SLV.

$$\alpha = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$
$$PGA_D = S_S \cdot S_T a g_{\max}$$

L'indice di vulnerabilità sismica è riportato nella seguente tabella 18.

**Tabella 18. Indice di Vulnerabilità Sismica (calcolo con i coefficienti di sicurezza)**

| Meccanismo                   | $PGA_D$ | $PGA_C$ | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------------------|---------|---------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.232   | 0.006   | 0.03                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.232   | 0.007   | 0.03                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.232   | 0.045   | 0.19                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.232   | 0.095   | 0.42                            |
| Spostamento d'interpiano     | 0.064   | 0.100   | 1.59                            |

### ***Risultati delle verifiche senza i coefficienti di sicurezza***

Le medesime analisi sono state condotte senza considerare i coefficienti di sicurezza ( $\gamma_m$  e FC), che riducono le proprietà meccaniche dei materiali, al fine di valutare la loro influenza sulle verifiche sismiche degli elementi strutturali.

**Tabella 19. Numero di elementi che non soddisfano le verifiche (senza considerare i coefficienti di sicurezza)**

|                 | Verifica                   |                              |                              |                  |
|-----------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------|
|                 | Presso flessione nel piano | Presso flessione fuori piano | Analisi cinematica (1° modo) | Taglio (2° modo) |
| Numero elementi | 95/110                     | 110/110                      | 38/52                        | 3/52             |

### ***Indice di vulnerabilità sismica***

In Tabella 20 viene riportato, per ogni meccanismo di resistenza, il valore dell'Indice di Vulnerabilità Sismica ottenuto senza adottare i coefficienti di sicurezza previsti dalla norma.

**Tabella 20. Indice di Vulnerabilità Sismica (calcolo senza i coefficienti di sicurezza)**

| Meccanismo                   | PGA <sub>D</sub> | PGA <sub>C</sub> | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------------------|------------------|------------------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.232            | 0.006            | 0.03                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.232            | 0.007            | 0.03                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.232            | 0.06             | 0.22                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.252            | 0.20             | 0.86                            |



### Confronto dei risultati e conclusioni

In Tabella 21 viene riportato il confronto dei risultati, in termini di numero di elementi che non soddisfano la verifica, eseguita con e senza coefficienti di sicurezza.

**Tabella 21. Confronto del numero di elementi che non soddisfano le verifiche**

|                              | Con coefficienti di sicurezza | Senza coefficienti di sicurezza |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Meccanismo                   | Numero di elementi            |                                 |
| Pressoflessione nel piano    | 95/110                        | 95/110                          |
| Pressoflessione fuori piano  | 110/110                       | 110/110                         |
| Analisi cinematica (1° modo) | 52/52                         | 38/52                           |
| Taglio (2° modo)             | 32/110                        | 3/110                           |

In Tabella 22 si riporta il confronto degli indici di Vulnerabilità Sismica ottenuti eseguendo le analisi con e senza i coefficienti di sicurezza.

**Tabella 22. Confronto degli Indici di Vulnerabilità Sismica**

| Meccanismo                   | Con coefficienti di sicurezza | Senza coefficienti di sicurezza |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Pressoflessione nel piano    | 0.03                          | 0.03                            |
| Pressoflessione fuori piano  | 0.03                          | 0.03                            |
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.19                          | 0.22                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.42                          | 0.86                            |

In Tabella 23 sono riportati i valori degli Indici di Vulnerabilità Sismica calcolati in ambito professionale ai sensi della OPCM 3274/03.

**Tabella 23. Indici di Vulnerabilità Sismica calcolati in ambito professionale ai sensi della OPCM 3274/03**

| Meccanismo                   | Indice di Vulnerabilità Sismica |
|------------------------------|---------------------------------|
| Analisi cinematica (1° modo) | 0.04                            |
| Taglio (2° modo)             | 0.47                            |

### **3.8 Considerazioni conclusive**

I risultati dei tre casi di studio hanno evidenziato che per il meccanismo di resistenza a taglio delle pareti il valore dell'Indice di Vulnerabilità Sismica ottenuto applicando i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa è circa la metà di quello ricavato senza la loro applicazione. Ciò vuol dire che l'uso dei coefficienti di sicurezza conduce a una notevole sottostima delle prestazioni sismiche dell'organismo strutturale.

A tal proposito è opportuno sottolineare che per le strutture in muratura esistenti la norma prevede l'applicazione dei medesimi coefficienti di sicurezza che si adoperano nel caso delle strutture di nuova progettazione. Ciò sembra eccessivamente penalizzante, dato che i valori della resistenza della muratura sono di solito fissati in base a quelli riportati nella tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09, invece di essere stimati attraverso prove di resistenza in situ e in laboratorio, che risultano costose e particolarmente distruttive. Bisogna considerare che i valori riportati nella Circolare sono già prudenzialmente più bassi di quelli reali e che, ai fini dell'analisi e del calcolo dell'indice di vulnerabilità sismica, sono poi ulteriormente divisi per i fattori di conoscenza. Per questa ragione, le analisi condotte senza applicare i coefficienti di sicurezza parziali sembrano maggiormente realistiche, conducendo anche alla progettazione di interventi di adeguamento meno invasivi e meno costosi.

Tutto questo non vale nel caso delle strutture in calcestruzzo armato. In questo caso, infatti, la stima della resistenza dei materiali in opera è ottenuta attraverso campagne di prove sperimentali di maggiore affidabilità.

### ***Riferimenti bibliografici***

1. Lanza P, Ghersi A., *Edifici in muratura, alla luce della nuova normativa sismica* (seconda edizione), Dario Flaccovio Editore, 2014.
2. Cangini G., Caraboni M., De Maria A. *Analisi strutturale per il recupero antisismico*. Dei, tipografia del genio civile, 2010.
3. Frumento S., Galasco A., *Adeguamento sismico e miglioramento sismico degli edifici in muratura, Analisi sismica e calcoli strutturali*. Grafil, 2017.
4. Colombini S., *Vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato e muratura*. EPC Editore, 2014.
5. D.M. 14 gennaio 2008. *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, 2008, (NTC08).
6. Circolare 2 febbraio 2009 n. 617. *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
7. D.M. 17 gennaio 2018. *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8, 2018, (NTC18).
8. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7. *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018*.



# **PARTE II Il Retrofit strutturale sismico e sue conseguenze architettoniche e funzionali**

## **CAPITOLO I**

### **DALL'INDIVIDUAZIONE DELLE CARENZE STRUTTURALI ALLE STRATEGIE DI INTERVENTO**

#### *1.1 Introduzione*

Gli edifici esistenti presentano inevitabili carenze strutturali nei confronti delle azioni sismiche, dovute essenzialmente al progressivo miglioramento della comprensione del comportamento dinamico delle strutture, al conseguente progresso delle prescrizioni normative, sempre più precise e dettagliate, al perfezionamento dei processi costruttivi.

Alla luce delle conoscenze attuali, le norme secondo cui è stata progettata la gran parte degli edifici esistenti sono oramai obsolete. I concetti di duttilità e di *capacity design*, infatti, sono stati introdotti solo in un periodo relativamente recente. Fino ad allora non si avevano sufficienti elementi per poter evitare il collasso di un edificio nel caso in cui le forze sismiche superavano la sua resistenza di progetto. Con il passare del tempo, tuttavia, le informazioni ottenute dallo studio degli effetti dei diversi terremoti e le sperimentazioni in laboratorio hanno determinato un notevole miglioramento delle norme sismiche.

Per queste ragioni non deve sorprendere se al giorno d'oggi molti edifici esistenti presentano una notevole vulnerabilità sismica e possono subire danni, anche gravi, in occasione di terremoti di modesto contenuto energetico.

Nel nostro Paese, in particolare, i recenti eventi sismici hanno dimostrato ancora una volta l'inaccettabile vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente e l'inderogabile urgenza di iniziative mirate alla riduzione del rischio sismico del territorio, inteso come il livello di perdite umane ed economiche che si verificano a seguito di un terremoto di determinata intensità. Tuttavia non è economicamente possibile intervenire su tutti gli edifici vulnerabili e non è nemmeno culturalmente accettabile demolirli e ricostruirli di nuovo. La riduzione del rischio sismico del nostro territorio, pertanto, può essere raggiunta investendo progressivamente nel *retrofit* sismico del patrimonio edilizio esistente.

Per retrofit sismico s'intende un intervento rivolto a migliorare il comportamento di una costruzione esistente nei confronti delle azioni dovute al terremoto. Il retrofit sismico ha lo scopo di diminuire la vulnerabilità sismica di una costruzione, dei suoi contenuti e delle persone che la utilizzano.

Di solito è il risultato di un processo che, attraverso l'analisi e la valutazione dello stato della struttura esistente, mette in evidenza le carenze che impediscono all'edificio di funzionare come richiesto dalle norme. L'eventuale intervento strutturale, quindi, deve essere progettato ed eseguito per migliorare la risposta sismica dell'edificio, portandola al livello richiesto dalle norme sismiche vigenti.

Questo scopo può essere perseguito attraverso strategie diverse. La scelta di quella ottimale non è semplice e si basa su un'approfondita comprensione del comportamento dinamico della costruzione nello stato di fatto. La precisa individuazione delle

deficienze strutturali è di fondamentale importanza per la scelta del tipo di intervento più efficace.

Le Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al DM 17/01/2018 (NTC18)<sup>1</sup> e la successiva Circolare applicativa del 21/01/2019 (C7/19)<sup>2</sup> dedicano un intero capitolo al problema degli edifici esistenti. Questa norma introduce alcune modifiche di rilievo rispetto alle NTC08<sup>3</sup> e ingloba molti dei contenuti delle appendici della C617/09<sup>4</sup>. La definizione del modello di riferimento per le analisi di vulnerabilità sismica (analisi storico-critica, rilievo, caratterizzazione meccanica dei materiali, metodi di analisi strutturale) è molto dettagliata e costituisce un riferimento fondamentale per i progettisti. Concetti come “livello di conoscenza” e “fattore di confidenza”, introdotti nel 2003 dall’OPCM 3274<sup>5</sup>, sono presentati ormai con un livello di completa maturazione.

La novità forse più importante, tuttavia, è costituita dall’introduzione del coefficiente  $\xi_E$  per la valutazione del livello di sicurezza sismico di una costruzione esistente, definito come il rapporto tra l’azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l’azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche dinamiche. Il parametro di confronto dell’azione sismica è, in generale, l’accelerazione al suolo  $a_g S$ , dove  $a_g$  è l’accelerazione orizzontale su suolo rigido, mentre  $S$  è un coefficiente di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. L’indice di sicurezza così definito fornisce la vulnerabilità di una costruzione in funzione della pericolosità sismica del sito. Di conseguenza un valore specifico di  $\xi_E$  indica lo stesso livello di sicurezza indipendentemente dalla sismicità dell’area in esame.

La norma contiene anche utili informazioni riguardanti i casi in cui è obbligatorio procedere alla valutazione della sicurezza sismica di una costruzione e sui criteri che devono ispirare eventuali progetti di interventi in presenza di azioni sismiche per edifici in muratura, in calcestruzzo armato e in acciaio.

A tale proposito è importante sottolineare che il grado di protezione sismica che dovrebbe avere un edificio dipende dalla classe d’uso e, quindi, dalla durata del periodo di riferimento dell’azione sismica. La necessità di un intervento di retrofit può essere stabilita sulla base del livello di rischio accettato, della gravità delle carenze strutturali, delle conseguenze che queste possono comportare anche in termini di pubblica incolumità e delle disponibilità economiche. La priorità degli interventi dovrebbe riguardare le costruzioni rilevanti per effetto di un eventuale collasso e quelle strategiche ai fini della protezione civile.

Per definire le priorità nell’ambito di un territorio bisognerebbe eseguire una verifica sistematica delle costruzioni su larga scala, in modo da costituire un catalogo generale attribuendo a ogni costruzione un appropriato indice di vulnerabilità.

## ***1.2 Carenze strutturali***

Per aspetti legati alle tecniche costruttive, molti edifici esistenti presentano una certa resistenza alle azioni orizzontali, anche se non sono stati progettati per sostenere azioni sismiche. Nondimeno, la quasi totalità non rispetta i requisiti di comportamento richiesti dalla norma attuale<sup>1,2</sup>, a causa di tipiche deficienze strutturali. Tra queste le più importanti sono:

- Discontinuità del percorso delle forze sismiche dai diaframmi orizzontali alle fondazioni.
- Edifici in muratura con carenze di collegamenti dei pannelli murari tra di loro e con gli impalcati.
- Edifici in calcestruzzo armato con una concezione strutturale inadeguata, come per esempio dissimmetrie strutturali in pianta, o distribuzione irregolare della rigidezza lungo l'altezza.

## ***1.3 Criteri d'intervento***

Il miglioramento del comportamento sismico di una struttura può essere raggiunto attraverso strategie diverse. In ogni caso è importante tener sempre ben presente che gli interventi di retrofit sismico sono concettualmente diversi rispetto a quelli per il rinforzo strutturale nei confronti di carichi statici. Un progetto di retrofit sismico, infatti, deve considerare la mutua interazione tra le caratteristiche distintive di una struttura: resistenza, rigidezza e capacità di deformazione. Strategie che privilegiano una sola di queste tre caratteristiche senza considerare gli eventuali effetti negativi sulle altre possono non essere sufficientemente efficaci.

Un buon progetto, tuttavia, dovrebbe puntare a interventi minimi. Solo dopo avere mobilitato tutta la resistenza e la duttilità del sistema strutturale nello stato di fatto, il progettista dovrebbe considerare un intervento più invasivo, come per esempio l'aggiunta di un nuovo sistema resistente. Provvedimenti locali su alcuni elementi strutturali o su alcuni collegamenti possono assolvere adeguatamente questo scopo. In ogni caso un percorso delle forze chiaro e continuo deve essere garantito in due direzioni preferibilmente ortogonali.

In generale, nella fase iniziale del progetto bisogna controllare che:

- l'edificio abbia diaframmi sufficientemente resistenti e rigidi nel loro piano
- le connessioni dei diaframmi ai sistemi resistenti verticali siano efficaci
- in due direzioni, preferibilmente ortogonali, siano presenti sistemi verticali resistenti, come pareti sismiche, telai controventati o telai resistenti a momento
- i collegamenti delle strutture verticali con le fondazioni siano efficaci
- le fondazioni siano adeguate.

Bisogna poi verificare le eventuali carenze dal punto di vista della configurazione strutturale che possono compromettere la prestazione sismica dell'edificio, come per esempio: (a) presenza di irregolarità nei diaframmi (grandi aperture); (b) dissimmetria in pianta che può innescare moti torsionali degli impalcati, con conseguenti sollecitazioni elevate in alcuni elementi strutturali in grado di portare al collasso l'intera costruzione (eccentricità significativa del centro delle rigidezze rispetto a quello della massa); (c) presenza di un piano debole, quando le tamponature o le pareti di controvento sono omesse al livello del piano terra e le colonne, da sole, non sono in grado di sostenere le azioni sismiche.

L'esito di questi controlli può indirizzare verso un progetto che preveda solo interventi locali, oppure verso un progetto che preveda l'inserimento di elementi strutturali aggiuntivi. A seconda delle carenze strutturali, insomma, un intervento di retrofit sismico può essere rivolto a:

- Modificare il comportamento locale, aumentando la capacità di deformazione.
- Migliorare le connessioni tra i diversi elementi strutturali in modo che non si separino tra di loro durante il sisma, garantendo un'efficace trasmissione delle forze sismiche fino alle fondazioni.
- Modificare il comportamento globale della costruzione, migliorando la regolarità strutturale e riducendo le deformazioni.

### ***1.3.1 Modifica del comportamento locale***

In certi casi, le carenze strutturali possono essere eliminate agendo localmente su alcuni elementi strutturali, aumentandone la resistenza a taglio o flessionale, oppure incrementando la loro capacità di deformazione, senza comprometterne la capacità di sostenere i carichi verticali. L'aumento di resistenza e rigidità può ridurre la domanda sismica in termini di spostamento entro il limite della capacità del sistema. L'aumento della capacità di deformazione incrementa la duttilità del sistema, cioè la sua capacità di deformarsi plasticamente oltre il limite elastico. Elementi strutturali fragili, come per esempio i pannelli murari, possono essere resi maggiormente duttili mediante l'incollaggio di lamine in materiale composito. In questo modo la capacità di deformazione risulta aumentata, mentre la resistenza ultima e la rigidità rimangono quasi inalterate.

Nel caso degli edifici in calcestruzzo armato, un intervento di questo tipo deve guidare le eventuali plasticizzazioni a manifestarsi prima nelle travi secondo un meccanismo flessionale, piuttosto che nelle colonne secondo un meccanismo di taglio, o negli elementi di controvento prima che nei collegamenti. A tale scopo le colonne e i collegamenti possono essere rinforzati in modo da avere una resistenza a taglio maggiore di quella che devono sostenere nelle condizioni più estreme. Le colonne di calcestruzzo o le pareti di taglio possono essere confinate con elementi di acciaio o di calcestruzzo in maniera da aumentare la loro resistenza a taglio. Allo stesso modo possono essere impiegati materiali compositi in fibre di carbonio o in fibre di vetro applicati con resine<sup>6,7</sup>.

La capacità di deformazione può essere incrementata anche separando gli elementi fragili dalla struttura, come per esempio creando un piccolo spazio tra le colonne del telaio e i riempimenti murari. Particolarmente pericolosi sono i riempimenti parziali delle campate dei telai, che possono determinare un comportamento di tipo fragile della parte sommitale delle colonne.

### ***1.3.2 Connessioni***

Le carenze di connessioni si manifestano al livello del percorso delle forze: collegamenti degli impalcati agli elementi resistenti verticali; connessioni degli elementi verticali alle fondazioni; collegamento delle fondazioni al suolo.

Questi problemi assumono una particolare rilevanza nel caso delle strutture in muratura. In questo caso è necessario che i diaframmi siano sufficientemente rigidi e che i collegamenti tra i diversi pannelli murari e tra i pannelli murari e gli impalcati siano del tutto efficaci, in maniera da garantire il funzionamento globale dell'intero sistema strutturale.



### **1.3.3 Modifica del comportamento globale**

Di solito la modifica del comportamento globale mira a ridurre la domanda sismica in termini di deformazioni e di spostamenti. Tutto questo si può ottenere aumentando la resistenza e la rigidezza complessiva mediante l'aggiunta di pareti sismiche o di telai controventati, la cui posizione deve essere stabilita cercando di migliorare nel contempo anche la regolarità strutturale in pianta e in elevazione. A tal fine, è importante che la domanda di spostamento sia distribuita uniformemente lungo tutto l'organismo strutturale. Se uno spostamento d'interpiano è eccessivo, come può accadere per la presenza di un piano debole, si può ridistribuire la rigidezza in maniera da avere una configurazione deformata più uniforme.

L'isolamento alla base rappresenta l'esempio più estremo di redistribuzione della rigidezza e degli spostamenti d'interpiano. Secondo questa tecnica, tutta la deformazione si concentra al livello degli isolatori, che sono progettati specificamente per questo scopo, e la struttura in elevazione esistente può essere verificata in campo elastico, dato che gli spostamenti ad essa richiesti sono in generale molto piccoli. Tutto questo riduce o elimina completamente i danni agli elementi non strutturali.

Le deformazioni complessive possono anche essere ridotte attraverso l'impiego di speciali dispositivi per la dissipazione dell'energia sismica.

### **1.4 Scelta del sistema da adottare**

La scelta del sistema di retrofit dipende dal costo, dalla disponibilità di manodopera qualificata e dalla sua adeguatezza per l'edificio in questione.

Nella classificazione degli interventi sulle costruzioni esistenti le NTC18<sup>1</sup> individuano tre livelli di intervento, classificati in funzione del livello di sicurezza antisismica conseguito:

- **Riparazione o rafforzamento locale:** si interviene su elementi singoli, migliorando le condizioni di sicurezza locali;
- **Miglioramento sismico:** si interviene migliorando il livello di sicurezza sia locale sia globale della struttura, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza antisismica richiesti alle nuove costruzioni;
- **Adeguamento sismico:** si interviene migliorando il livello di sicurezza sia globale che locale della struttura, così da raggiungere almeno i livelli di sicurezza antisismica richiesti alle nuove costruzioni.

Si possono usare elementi analoghi a quelli adoperati per gli edifici di nuova costruzione, ma a differenza di questi ultimi la scelta di dove posizionarli è più restrittiva. In ogni caso, quattro questioni di base vanno sempre considerate, cioè:

#### *Prestazione sismica*

Le differenze di comportamento tra i diversi schemi guidano alla scelta del sistema da adottare. Se gli obiettivi in termini di prestazione sismica richiedono o una quantità di danno molto limitato o che l'uso dell'edificio non debba essere interrotto, i possibili schemi di intervento si riducono. Queste esigenze possono mettere in secondo piano altre problematiche.

### Costo di costruzione

Il costo di realizzazione è sempre importante e va considerato nei confronti di altre questioni ritenute significative. Talvolta anche considerazioni economiche sul costo dell'interruzione dell'uso dell'edificio e il valore del suo contenuto che deve essere protetto, che può essere molto maggiore, fanno diminuire la sua importanza.

*Disturbo agli occupanti durante la costruzione, che spesso sono costretti ad andar via*

Nel caso in cui l'edificio sia occupato durante l'esecuzione dei lavori, questo parametro può assumere una maggiore importanza rispetto agli altri.

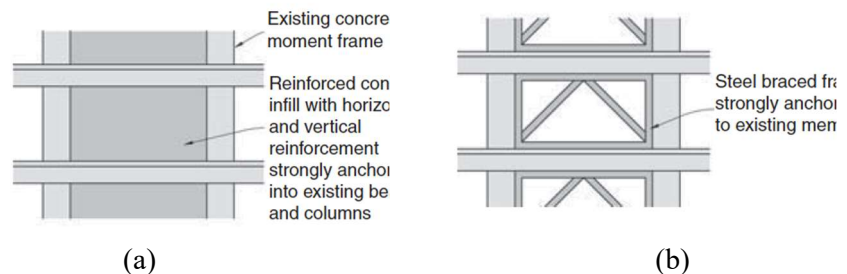
### Estetica

Negli edifici di valore storico questo parametro di solito condiziona il progetto. Nel caso di edifici privi di valore storico spesso viene sacrificato in favore della riduzione del costo e del disturbo agli occupanti.

#### 1.4.1 Sistema resistente aggiuntivo

Quando la struttura esistente è chiaramente inadeguata nei confronti delle azioni sismiche, è necessario inserire un nuovo sistema strutturale. Tale sistema deve essere rigido abbastanza in modo da evitare che la struttura originaria, che mantiene il compito di sostenere le forze gravitazionali, si deformi oltre il suo limite elastico durante l'evento sismico e deve essere dimensionato in modo da resistere non solo alle azioni sismiche in due direzioni ortogonali, ma anche a eventuali effetti torsionali in pianta. Per questa ragione i telai resistenti a momento, essendo relativamente flessibili, non sono particolarmente adatti allo scopo. Un nuovo sistema strutturale deve essere efficacemente collegato alla struttura esistente e anche le fondazioni devono essere adeguatamente rinforzate per prevenire il loro ribaltamento.

In certi casi, piuttosto che inserire un nuovo sistema è sufficiente trasformare alcuni elementi esistenti. Per esempio, nel caso di telai in calcestruzzo è possibile inserire controventi diagonali in acciaio all'interno di una campata allo scopo di formare un telaio controventato composito in acciaio e calcestruzzo, con aumentata resistenza e duttilità. In alternativa la campata può essere riempita con calcestruzzo in modo da costituire una parete sismica. Ovviamente gli elementi aggiunti devono riguardare l'intera altezza dell'edificio ed essere ben collegati alla fondazione che, generalmente, richiede di essere a sua volta rinforzata.



**Figura 1. Trasformazione di un telaio resistente a momento in una parete sismica (a) o in un telaio con controventi (b).<sup>7</sup>**

### ***Pareti di taglio***

Tra tutti i sistemi verticali principali, le pareti sismiche in calcestruzzo armato rappresentano una delle opzioni migliori. La loro costruzione è più semplice se sono poste all'esterno dell'edificio, così come quella delle loro fondazioni. In questo caso, tuttavia, bisogna anche considerare l'impatto architettonico sull'edificio. Le pareti sismiche possono anche essere incernierate alla base, riducendo così fortemente il costo della fondazione.



**Figura 2. Edificio a Vancouver rinforzato con pareti sismiche.<sup>7</sup>**

### ***Telai controventati***

I telai controventati sono realizzati generalmente in acciaio e sono più economici e leggeri delle pareti in calcestruzzo. Per ridurre l'energia sismica, possono essere realizzati con controventi eccentrici, oppure disponendo negli elementi diagonali speciali dispositivi per la dissipazione di energia.

A tale proposito, va sottolineato che un aumento di smorzamento determina una riduzione delle azioni sismiche. L'inserimento di controventi dissipativi irrigidisce la struttura e incrementa l'energia sismica in ingresso, ma la concentra nei controventi per poi ridurla grazie alla loro capacità dissipativa.

L'inserimento di controventi dissipativi ricade nell'ambito degli interventi strutturali previsti dalla normativa, volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino a un organismo edilizio diverso dal precedente. Comporta dunque l'obbligo dell'adeguamento sismico, e l'intervento deve essere progettato per mettere la struttura in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto previste per le nuove costruzioni.

Nella descrizione delle caratteristiche di una famiglia piuttosto ampia di dispositivi, si considera una suddivisione tra quelli basati su meccanismi dissipativi legati alla velocità (viscosi e viscoelastici) e quelli basati su meccanismi dissipativi legati agli spostamenti (isteretici).

### *Dispositivi viscosi e viscoelastici*

I dispositivi viscosi e viscoelastici si basano su un meccanismo elementare, in cui la forza reattiva  $F_d$  è proporzionale alla velocità di deformazione  $\dot{x}(t)$ . La sua natura dissipativa può essere chiarita immaginando di applicare a un dispositivo di questo tipo una forza esterna variabile nel tempo  $F_d(t)$ . Durante l'applicazione della forza si misurerà una deformazione  $x(t)$ , corrispondente al moto relativo tra i punti di estremità del dispositivo, e una velocità di deformazione  $\dot{x}(t)$  sempre nella direzione della forza applicata, al termine dell'applicazione della forza ( $F_d = 0$ ) il dispositivo si fermerà in corrispondenza della posizione finale. La potenza  $F_d \dot{x}$  del lavoro fatto dall'esterno ha sempre lo stesso segno durante tutto il percorso e l'energia in ingresso risulta completamente persa (dissipata) al termine del processo. Pur nella sua semplicità, questo meccanismo dissipativo risulta particolarmente efficace nella descrizione approssimata di situazioni complesse ed è ampiamente utilizzato nello studio della risposta sismica.<sup>18</sup>

Sistemi viscosi idonei alla protezione sismica sono stati realizzati utilizzando la resistenza al movimento di fluidi viscosi. Tuttavia, caratteristiche di risposta che dipendono dalla velocità possono anche essere osservate su materiali solidi, chiamati viscoelastici. In questo caso, il materiale presenta sempre una capacità di dissipare energia dipendente dalla velocità ma, a differenza del caso precedente, il sistema ritorna nella posizione iniziale quando termina l'applicazione della forza esterna (capacità di ricentraggio).

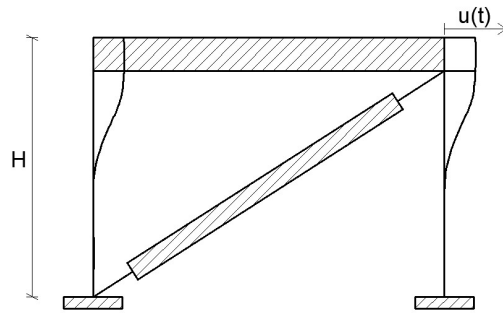
### *Dispositivi isteretici*

Con questa denominazione si intendono generalmente quei dispositivi con risposta scarsamente influenzata dalla velocità. In questo caso le capacità dissipative sono riconducibili a un meccanismo elementare non lineare di tipo attritivo. Questo meccanismo può essere schematizzato mediante un sistema inizialmente rigido che si deforma solo quando raggiunge un livello di soglia della forza applicata. Si tratta di un sistema puramente dissipativo, nel senso che tutto il lavoro fatto dall'esterno viene trasformato in energia dissipata<sup>18</sup>.

### *Controvento dissipativo*

I controventi dissipativi sono inseriti all'interno del telaio da proteggere e sono costituiti dal dissipatore e dagli elementi di collegamento. Questi componenti devono avere caratteristiche adeguate di rigidità e resistenza e devono essere collegati alla struttura principale con sistemi di vincolo in grado di realizzare il cinematismo previsto per il dispositivo. Il controvento dissipativo determina un collegamento tra due punti della struttura principale e il movimento che si attua sul dispositivo è conseguenza del moto relativo che si manifesta tra le estremità del controvento collegate al telaio.

Nella configurazione più diffusa, i due punti si trovano su due livelli adiacenti in corrispondenza del nodo trave-pilastro e sono connessi mediante un diagonale che comprende un braccio metallico con comportamento elastico, un dissipatore disposto in serie e gli elementi di collegamento al telaio<sup>18</sup>.



**Figura 3. Sistema ad un grado di libertà con sistema di dissipazione<sup>18</sup>**



**Figura 4. Controventi dissipativi<sup>18</sup>**

### ***Isolamento sismico***

L'isolamento sismico rappresenta un altro sistema di retrofit sismico che richiede l'inserimento di elementi aggiuntivi. Tra tutti i sistemi è probabilmente quello che richiede l'intervento più invasivo, ma è anche quello che fornisce in molti casi la maggiore protezione sismica. I maggiori campi di impiego riguardano gli edifici strategici, quelli storici, i musei e le scuole.

Richiede il taglio dell'edificio al livello delle fondazioni e l'inserimento al di sotto degli elementi verticali di dispositivi molto flessibili orizzontalmente, ma in grado di sostenere i carichi verticali. Per questa ragione il lavoro di retrofit si concentra al livello delle fondazioni. La conseguente riduzione della rigidità complessiva del sistema strutturale (*softening*) conduce a una diminuzione delle forze sismiche. Inoltre, la struttura in elevazione esistente può essere verificata in campo elastico perché la domanda di spostamento si concentra al livello degli isolatori.



**Figura 5. Esempi di isolamento sismico alla base**

#### ***1.4.2 Miglioramento della risposta sismica***

Il principio base su cui si fonda l'ingegneria antisismica è quello di realizzare opere che, a seguito di un evento sismico di elevata intensità, garantiscano la salvaguardia delle vite umane, pur salvaguardando l'indennità strutturale degli organismi edilizi. La filosofia di progettazione che si è affermata in tutti i paesi a elevata sismicità è quella che accetta l'entrata in campo plastico della struttura legando l'entità delle azioni di natura sismica su di essa agenti alla propria capacità di deformarsi senza collassare, cioè alla sua duttilità.

Gli interventi di adeguamento sismico che prevedono l'utilizzo di tecniche di protezione innovative (controventi dissipativi e isolamento sismico alla base) possono far conseguire elevati livelli prestazionali, in caso di terremoto, ad un costo ragionevole. L'insieme dei diversi approcci innovativi presenta l'intento comune di regolare in modo intelligente la risposta dinamica di un sistema al fine di ridurre le vibrazioni indotte da azioni di tipo dinamico, quali appunto il sisma.

A differenza di quanto avviene adottando criteri di progettazione tradizionali (progettazione in capacità) basati sull'implicita accettazione dello sviluppo di deformazioni anelastiche nella struttura, l'obiettivo progettuale dei controventi dissipativi è la riduzione, o addirittura l'eliminazione, del danno strutturale, facendo in modo che la struttura non attinga alle proprie riserve di duttilità e limitando le sue escursioni in campo plastico, anche in occasione di terremoti di notevole intensità. Dal confronto in termini di rigidezza del primo modo di vibrazione di una struttura adeguata sismicamente con controventi elastici e con isolamento alla base è possibile notare che l'effetto ottenuto è nel primo caso l'irrigidimento della struttura, mentre secondo caso un aumento di flessibilità. Ciò determina da una parte una riduzione degli spostamenti subiti dai nodi della struttura, dall'altra una significativa riduzione delle forze che sollecitano la struttura, le cui caratteristiche dinamiche si spostano nella zona dello spettro a contenuto energetico inferiore.

### *Aggiunta di telai resistenti a momento*

Un sistema di retrofit sismico può essere realizzato mediante l'aggiunta di telai resistenti a momento disposti in adiacenza alle facciate dell'edificio e ad esso collegati.



**Figura 6. Telaio di rinforzo a doppia altezza (Campus universitario di Berkeley).<sup>7</sup>**

### *Riduzione della massa*

Se si riduce la massa di un edificio si ha una riduzione delle forze d'inerzia e delle sollecitazioni sismiche. La riduzione della massa si può ottenere rimuovendo alcuni dei piani più alti di una costruzione, anche se la diminuzione della superficie utile può non giustificare questa strategia. In linea di principio, elementi più leggeri dovrebbero essere preferiti a elementi più pesanti. Per esempio, alcuni elementi non strutturali pesanti potrebbero essere sostituiti con altri più leggeri.

### *Cambio della destinazione d'uso*

Una riduzione dell'azione sismica può anche essere raggiunta attribuendo all'edificio una classe di importanza inferiore. Le azioni sismiche possono essere ridotte attraverso l'impiego di fattori d'importanza minori.

### *Elementi non strutturali*

Molti elementi che svolgono una funzione non propriamente strutturale possono risultare pericolosi per gli occupanti di un edificio. Tra questi, una particolare attenzione è richiesta alle pareti di tamponamento dei telai in calcestruzzo armato realizzate in muratura. Queste pareti, se non trattate in maniera adeguata, possono interagire con gli elementi verticali del telaio, favorendo il danneggiamento dei nodi e irrigidendo la struttura, modificandone il comportamento previsto in progetto. Anche le campate parzialmente tamponate possono risultare molto pericolose, per il comportamento fragile che può essere innescato nella parte sommitale delle colonne (rottura a taglio).

Sarebbe opportuno separare le pareti di tamponamento dalle colonne e dalla trave sovrastante, in modo da ripristinare il comportamento a telaio della struttura. Alle pareti di tamponamento deve anche essere conferita una sufficiente resistenza fuori piano, in modo da evitare il loro ribaltamento durante un evento sismico.

### ***Vani scala e ascensore***

Essendo elementi caratterizzati da un'elevata rigidità, la loro posizione eccentrica potrebbe innescare pericolosi moti torsionali degli impalcati. In questo caso occorre inserire altri elementi strutturali in maniera da avvicinare il più possibile il baricentro delle rigidità al baricentro della massa.



## **Riferimenti bibliografici**

1. DM 17 gennaio 2018. *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, GU n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8, 2018, (NTC18).
9. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7. *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018*, (C7/19)
10. DM 14 gennaio 2008. *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, GU n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, 2008, (NTC08).
11. Circolare 2 febbraio 2009 n. 617. *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008*, approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, (C617/09)
12. OPCM 3431 del 3/5/2005. *Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato all'OPCM 3431 del 3/5/2005*, G.U. n. 107 del 10 maggio 2005.
13. FEMA 454, *Design for Earthquakes - A Manual for Architects*, December 2006
14. Charleson A., *Seismic Design for Architects – Outwitting the Quake*, Architectural Press, Elsevier, 2008.
15. Charleson A., *Structure as Architecture – A source book for Architects and Engineers* (second edition), Routledge 2015
16. Sahin, Cetin, "Seismic Retrofitting of Existing Structures" (2014). *Civil and Environmental Engineering Master's Project Reports 7*. [http://pdxscholar.library.pdx.edu/cengin\\_gradprojects/7](http://pdxscholar.library.pdx.edu/cengin_gradprojects/7)
17. Arnold C., *Building Configuration: The Architecture of Seismic Design*, Third South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, Wellington, 1983.
18. Arnold C., *Architectural Aspects of Seismic Resistant Design*, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, paper No 2003, 1996.
19. Arnold C., Stewart W., *Seismic Analysis and Design*, Excerpt from The Architect's Handbook of Professional Practice, 13<sup>th</sup> edition, 2000.
20. Bachmann H., *Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*, Swiss Federal Office for Water and Geology, BWG, Biel, 2003 ([www.bwg.admin.ch](http://www.bwg.admin.ch)).
21. Mezzi M., Parducci A., Verducci P., *Architectural and Structural Configuration of Buildings with Innovative Aseismic Systems*, The 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, paper No 1318, 2004.
22. Guisasola A., *The Structure's Architecture*, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 2008
23. Comerio M.C., Tobriner S., Fehrenkamp A., *Bracing Berkeley - A Guide to Seismic Safety on the UC Berkeley Campus*, PEER 2006/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, January 2006.
24. Watanabe A., *Design and Application of Buckling-Restrained Braces*, International Journal of High-Rise Buildings, vol 7, No 3, 215-221, 2018

25. Braga F., Buttarazzi F., Dall'Asta A., Salvatore W., *Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio*, Dario Flaccovio Editore 2015.
26. Foti D., Mongelli M., *Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione, principi fondamentali - criteri di progettazione - dettagli costruttivi*, Dario Flaccovio Editore, 2011.
27. Monestiroli A., *la metopa e il triglifo – nove lezioni di architettura*, Editori Laterza, 2002.
28. Giedon S., *Spazio, tempo architettura*, Hoepli, 1984.
29. <http://www.cappellettiassociati.it>
30. <http://www.gruppoprogeco.com>
31. <https://www.accademiacarrara.it/it/istituzione/biblioteca>
32. <https://fitechnic.com/it/>
33. <http://www.chometemporary.it>

## CAPITOLO II

### DALLA STRUTTURA ALL'ARCHITETTURA

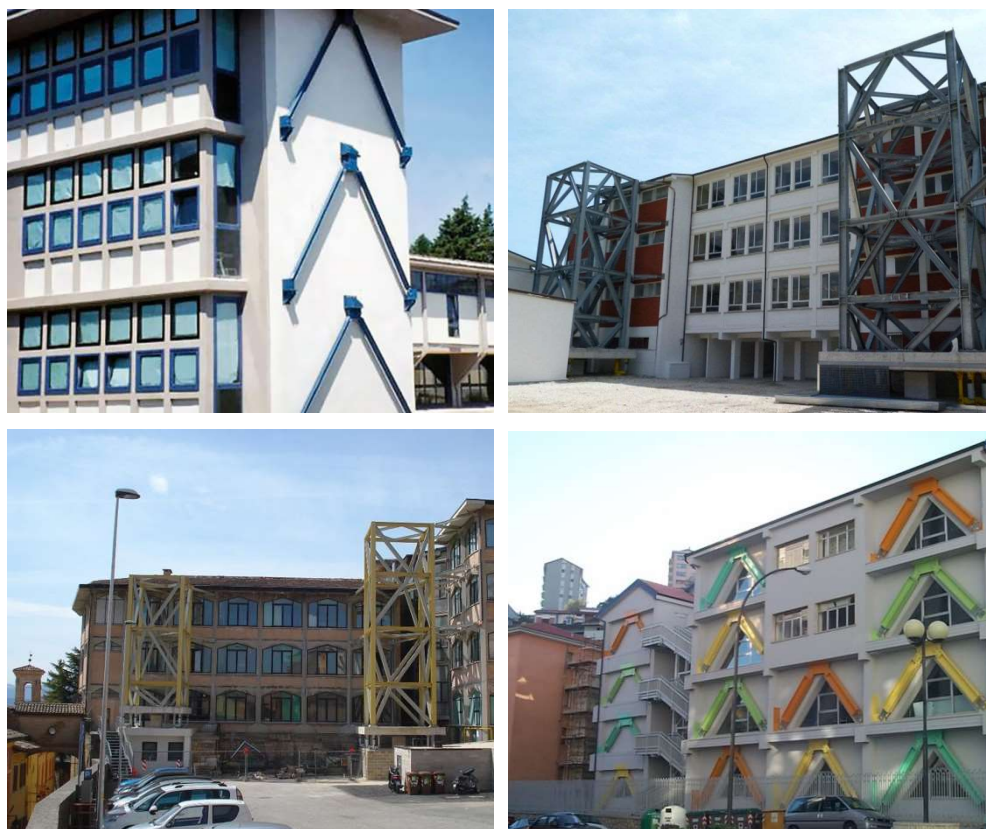
#### 2.1 Introduzione

Più di 2000 anni fa, nel suo famoso trattato *De Architectura*, Marco Vitruvio Pollione identificò tre qualità imprescindibili per un'architettura ben progettata: *stabilità*, *funzionalità* e *bellezza*. Al giorno d'oggi, quella considerata più importante dall'ingegneria strutturale è la stabilità, perché garantisce alle persone uno spazio sicuro anche nei confronti di pericoli naturali come i terremoti.

Come espressione artistica, però, l'architettura deve anche essere bella esteticamente. Nelle regioni a rischio sismico, tuttavia, l'enfasi sulla sicurezza porta spesso a mettere in secondo piano la bellezza, intesa come piacere estetico per le persone, e spesso anche la funzionalità, intesa come comfort e adeguatezza. Al contrario, gli obiettivi del retrofit sismico dovrebbero anche includere riferimenti a questioni architettoniche. Un retrofit di successo, infatti, non solo deve migliorare le prestazioni sismiche di una costruzione, ma anche la sua qualità funzionale ed estetica.

Prima di un intervento di retrofit strutturale, il progettista dovrebbe chiedersi se e come l'intervento altera la facciata dell'edificio e il suo interno; se eventuali elementi aggiuntivi devono essere nascosti o esposti alla vista; quale linguaggio architettonico deve essere adoperato; quali materiali devono essere utilizzati; come devono essere progettati i dettagli costruttivi. Queste questioni dovrebbero sempre essere considerate insieme ai problemi tecnici e alle inevitabili implicazioni finanziarie.

Anche in Italia molti interventi di retrofit sismico non hanno tenuto sufficientemente in conto le questioni estetiche, dando luogo a risultati piuttosto discutibili (figura 1).



**Figura 1. Interventi di retrofit sismico su edifici scolastici italiani**

## **2.2 Rapporto tra architettura e struttura**

Alcuni importanti problemi dell'architettura riguardano la corrispondenza tra sistema costruttivo e carattere dell'edificio, la scelta di quale sistema strutturale adottare tra i diversi a disposizione, il ruolo della struttura nella logica complessiva del progetto.

La forma tecnica può essere assunta in quanto tale ed evidenziata per il suo tecnicismo, oppure trasformata in forma architettonica. Questa trasformazione si attua attraverso il processo di individuazione degli elementi della costruzione, dato che gli apparati tecnici, così come i prodotti dell'industria, non si pongono il problema di essere riconoscibili come elementi della costruzione. In architettura, al contrario, è necessario che ogni elemento abbia un nome, un ruolo nella costruzione, che venga insomma identificato. È per questa necessità di riconoscibilità che l'architettura è ricorsa al *tipo*. L'aspirazione al *tipo* significa riconoscere a ogni genere di edificio una propria identità rappresentata con elementi fissi e ripetuti, appunto con elementi tipizzati<sup>20</sup>. Il tipo, come insieme di caratteri generali e stabili, non si dà una volta per tutte, ma viene ogni volta verificato attraverso un processo di conoscenza e definizione di ciò che si costruisce. Si può affermare che forse è l'atto stesso della *tipizzazione* degli elementi della costruzione a dare origine all'architettura.

La questione costruttiva nella tendenza classica riguarda sempre la corrispondenza tra sistema costruttivo ed elementi architettonici. L'*individualità* degli elementi

architettonici sta alla base della teoria dell'architettura del Rinascimento, nozione che risulta dalla mimesi con la natura. La natura è un insieme di individualità, la città e l'architettura saranno un insieme di elementi individuati. I primi due grandi sistemi costruttivi sono quello trilitico attribuibile all'architettura greca e quello murario proprio dell'architettura romana. La logica contenuta nel sistema trilitico, evocata dal sistema colonna-architrave, è un dato costante che caratterizza tutta l'architettura della classicità. È il ripetersi di un atto nel quale si rinnova perennemente un modo di porsi nei confronti della natura.

Nell'architettura moderna, la questione del rapporto tra tipo, costruzione e decoro è affrontata da diverse scuole con punti di vista diversi. Il comune denominatore è la volontà del superamento della dualità tra tecnicismo e storicismo, propria dell'architettura ottocentesca. La questione del rapporto tra tipo edilizio e sistema costruttivo è in questo periodo particolarmente importante. Si pensi ai palazzi per le esposizioni, ai grandi edifici civili come le stazioni ferroviarie, i musei e le biblioteche, dove la tecnica delle grandi coperture in ferro consente la definizione di nuovi tipi edilizi. Questa ricerca, che occupa gran parte dell'Ottocento, non esaurisce il problema della forma architettonica. Si può affermare infatti che la contrapposizione tra tecnicismo e storicismo dura a lungo ed è tutt'ora operante.

L'Ottocento, però, rimane il secolo di svolta del rapporto tra architettura e tecnica. Nel 1806 Napoleone fondò l'École des Beaux-Arts. La Scuola mantenne l'unità dell'architettura con tutte le arti figurative, ma favoriva un crescente isolamento di queste dalla condizione della vita comune. Da quel momento due metodi opposti, ognuno dei quali estremo ed ognuno rappresentato in un istituto ufficiale, si affrontano in Francia: l'École des Beaux-Arts e l'École Polytechnique. Una ricerca nelle riviste architettoniche dell'Ottocento precisa che i due problemi più dibattuti a quel tempo avevano origine dal dualismo tra queste due scuole. Quali principi deve seguire l'addestramento professionale di un architetto? In quale rapporto sta l'ingegnere all'architetto? Quali funzioni specifiche sono proprie a ciascuno di essi?<sup>21</sup>

Una figura emblematica di quel periodo è costituita dall'architetto costruttore Henri Labrouste, nato a Parigi nel 1801. Sua è l'espressione: "Io ripeto loro sovente che le arti hanno il potere di render tutto bello, ma insisto sempre sul fatto che in architettura la forma deve essere sempre appropriata alla funzione a cui è destinata".

Fu nell'Ottocento che appare per la prima volta l'uso su larga scala di un nuovo materiale da costruzione che rivoluzionerà totalmente il mondo delle costruzioni, il calcestruzzo armato. Sebbene le sue origini sono più antiche, per quanto si possa accertare il primo impiego risale all'esposizione di Parigi del 1867. Inoltre, la villa che Francois Hennebique costruì per sé stesso nel 1890 a Bourg-la-Reine servì quale manifestazione di propaganda per l'impiego del nuovo materiale, rendendone evidenti le enormi potenzialità.

L'architettura di inizio '900 è segnata dal lavoro di architetti come Peter Behrens, Auguste Perret e Adolf Loos dall'altra, che pongono le basi di tutta la ricerca successiva, trovando nel loro lavoro le indicazioni necessarie per andare oltre le dicotomie ottocentesche. La condizione di partenza di questa generazione di architetti è quella di dover individuare nuovamente il rapporto tra costruzione e decoro. Tale questione è affrontata in particolare da Perret. È nota la sua definizione di architettura come decorazione costruita e non come costruzione decorata. August Perret (nato nel 1873) rimase un *architecte-ingénieur* per tutta la sua vita.

La casa di Victor Horta in Rue de Turin rappresenta la prima applicazione del cemento armato quale espressione architettonica. L'ossatura del cemento armato è usata senza travestimenti. Essa si mette in evidenza con franchezza, come uno degli elementi

costruttivi dell'edificio. Quando Perret dice: "Noi dobbiamo trasformare in decorazioni tutte le parti necessarie a sostenere l'edificio", afferma la necessità di trasformare le forme della costruzione in forme architettoniche<sup>20</sup>. Il programma di Perret e di Behrens è di ritrovare nell'architettura il senso della costruzione e di definirne le forme proprie. Da qui nascono le loro ricerche sul sistema trilitico, sulla forma degli elementi e sui loro rapporti. Ma Perret diede il suo maggior contributo alla generazione più giovane di architetti con l'impostazione flessibile della pianta. Nel rendere i pilastri di cemento armato indipendenti, le partizioni sono introdotte con assoluta libertà.

Adolf Loos, diversamente da Perret, non si attarda a ridare forma alla colonna, che per lui è quella dell'antichità. Loos intende la forma degli elementi architettonici come rappresentazione della loro identità attraverso le forme geometriche. La geometria si sostituisce alle forme organiche. Pensiamo alle sue case unifamiliari, volumi elementari che manifestano l'idea della casa come unità. Per raggiungere questo obiettivo, per costruire il suo volume semplice, Loos userà il muro finestrato. La sua ricerca si applica alla definizione architettonica di questo elemento. Il sistema trilitico, il rapporto colonna-architrave si affianca a questo nuovo elemento per essere confrontato con esso. La costruzione non è mai riducibile al fatto tecnico in quanto tale, non appartiene al mondo dell'architettura e perché vi appartenga è necessario che le sue forme siano espresse nel senso dell'edificio e delle sue parti.

Il pensiero di Loos pone le basi del progetto dell'architettura moderna. Anche Le Corbusier e Mies van der Rohe si collocano all'interno di questo pensiero seppur in modi diversi. Per Le Corbusier come per Loos la costruzione è il momento fondamentale per l'edificazione della nuova architettura. All'interno di una ben precisa gerarchia delle parti, la struttura ha sempre il ruolo prioritario, che pone in sott'ordine tutto ciò che non le appartiene. Il primo atto di ogni progetto di Le Corbusier è un atto costruttivo che mette in opera il senso generale dell'edificio. Ciò vale per le sue case unifamiliari come per i grandi blocchi dell'*unité d'habitation* o per gli edifici pubblici: la struttura portante dell'edificio è fatta coincidere con la sua struttura logica. Occorre far corrispondere ad ogni spazio la propria forma, la struttura predispone lo spazio.

Un pensiero importante nella dicotomia tra tecnicismo e storicismo è certamente quello di Mies van der Rohe. Uno dei principali legami fra l'architetto e la sua epoca è costituito dalle competenze tecniche che derivano dal tempo a cui l'architetto appartiene, dai materiali e dal loro impiego. A Mies le forme tecniche interessano perché evidenziano il rapporto tra mezzi e fini, senza mediazioni estetiche, e quindi sono valutabili oggettivamente. Quel che distingue un'opera di Mies dalle tante di coloro che si affidano alle forme tecniche è la ricerca di una forma che identifichi stabilmente la costruzione e i suoi elementi singoli. Per Mies la forma architettonica conferisce stabilità e generalità alle forme della costruzione. Attraverso il decoro le connessioni tecniche delle parti si tramutano in forme stabili, che conducono all'individuazione di elementi architettonici. Così un sostegno assume la sua identità e diventa una colonna. Le forme dovranno accordarsi alle forze che agiscono all'interno dei materiali, dovranno renderle manifeste e rappresentarle stabilmente. Le forme nell'opera di Mies sembrano ritirarsi, esse sono tutte impegnate nella costruzione e identificazione di un edificio. Nessuna è abbastanza libera da farsi ammirare per sé, ognuna è il tramite necessario alla comprensione di tutto il sistema.

Il dibattito tra architettura e costruzione è tutt'ora aperto. Partendo dall'assunto che non è possibile far coincidere l'elemento strutturale con la forma architettonica è necessario definire nuovi sistemi di rappresentazione e di interpretazione che leghino gli sviluppi delle tecniche dell'ingegneria strutturale all'architettura. Una ricerca di

questo tipo dovrebbe partire dalla necessità di definire per forme strutturali non solo la finalità pratica ma anche l'intento rappresentativo. È necessario cercare le forme proprie della costruzione nel nostro tempo.

### **2.3 Dieci “Categorie” per lo studio dell’influenza architettonica degli elementi di retrofit strutturale.**

La struttura portante di una costruzione non è un elemento neutro, ma può influenzare lo spazio circostante. La sua stessa presenza, infatti, invita ad analisi e/o letture architettoniche. Questo paragrafo persegue il tentativo di classificare l’influenza che gli interventi di retrofit sismico hanno sull’architettura delle costruzioni esistenti. Nel seguito è riportato un insieme di elementi, il più possibile esaustivo, che concorrono a definire il rapporto tra architettura e struttura portante di una costruzione.

#### **1) Sistema strutturale**

Il sistema strutturale di una costruzione può essere o nascosto all’interno degli altri elementi costruttivi, o esposto alla vista. In quest’ultimo caso può concorrere a caratterizzare la forma architettonica, talvolta anche in maniera sostanziale. In generale, i sistemi strutturali possono essere classificati come segue:

##### *Strutture a guscio*

Un guscio è una struttura di spessore sottile disposta secondo una superficie curva che delimita un volume al proprio interno. I carichi applicati alle strutture a guscio sono trasferiti a terra attraverso lo sviluppo di sforzi di compressione, trazione e tangenziali agenti secondo il piano tangente alla superficie. La sottigliezza dello spessore del guscio non consente la presenza di un significativo braccio della coppia interna, non permettendo lo sviluppo di un’azione flessionale apprezzabile.



**Figura 2. Struttura a guscio<sup>8</sup>**



### *Tensostrutture*

Una tensostruttura appartiene alla classe dei sistemi costruttivi i cui elementi sono soggetti prevalentemente a sforzo normale di trazione. Sono sistemi resistenti in cui gli elementi sottili (funi o membrane) costituiscono la parte preponderante della costruzione e si combinano con i rimanenti elementi, compressi, inflessi o pressoflessi, per realizzare un organismo con comportamento resistente e stabile. Appoggi, ancoraggi ed elementi di bordo sono sottoposti a compressione o a pressoflessione. Nonostante ciò, a parte gli elementi di contorno, è la sollecitazione di trazione che svolge un ruolo preponderante nel determinare le dimensioni degli elementi resistenti.



**Figura 3. Tensostruttura**

### *Catenarie*

Gli elementi che compongono la catena sono disposti nello spazio seguendo l'andamento della curva delle pressioni. In questo modo possono essere definiti sistemi strutturali che lavorano convenientemente solo a compressione, utilizzando pienamente la resistenza del materiale



**Figura 4. Catenarie<sup>8</sup>**

### *Strutture nervate*

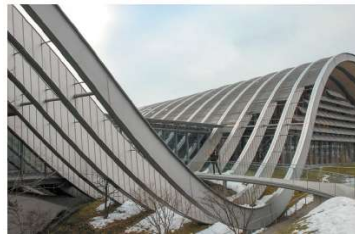
Le strutture nervate generano e definiscono la forma architettonica. Generalmente racchiudono in singoli volumi costruzioni a più piani. Limitando l'altezza di queste strutture si può efficacemente evitare di compromettere il linguaggio architettonico delle nervature introducendo ulteriori rinforzi interni alla struttura.



**Figura 5. Struttura nervata<sup>8</sup>**

### *Strutture ad arco*

Gli archi offrono una potenziale sintesi di architettura e forma strutturale. Possono assumere varie forme, come quella semicircolare o quella parabolica. Di solito sono vincolati al terreno su piani inclinati rispetto all'orizzontale. Generalmente sono disposti in un piano verticale per resistere ai carichi gravitazionali.



**Figura 6. Struttura ad arco<sup>8</sup>**

### *Strutture a lastra piegata*

L'uso di questa forma strutturale e architettonica è principalmente limitato alle coperture e talvolta ai muri verticali. Il potenziale strutturale di una lastra piegata può essere dimostrato abbastanza semplicemente irrigidendo un foglio di carta mediante un insieme di pieghe.



**Figura 7. Struttura a lastra piegata<sup>8</sup>**

### *Strutture intelaiate*

Le strutture intelaiate sono le più diffuse. Una struttura intelaiata è costituita da pilastri, travi e solai che hanno il compito di sostenere il peso della costruzione e dei carichi variabili e di scaricarlo a terra. Di solito è costituito da un graticcio di elementi orizzontali e verticali, denominati travi e pilastri. I carichi gravano in maniera diretta sulle travi. Dalle loro estremità sono poi trasferiti ai pilastri, che li scaricano sulle fondazioni e da lì al terreno. È spesso previsto un sistema di controventi per conferirgli maggiore rigidità nei confronti delle forze orizzontali (come la spinta del vento o le azioni sismiche).



**Figura 8. Struttura intelaiata<sup>8</sup>**

### *Strutture in muratura*

Il muro strutturale è un altro sistema in grado di partecipare nell'integrazione di forme architettoniche e strutturali.



**Figura 9. Struttura in muratura<sup>22</sup>**

### *Categorie per l'analisi di interventi di retrofit esterni all'edificio.*

#### **2) Ruolo espressivo**

La struttura esterna di un edificio svolge “tradizionalmente” un ruolo espressivo. Oltre a manifestare (come nel caso delle cattedrali gotiche ad esempio) i percorsi dei carichi, porta con sé idee architettoniche e non. L'abilità dell'architetto sta nella chiarezza con cui queste idee vengono comunicate.



**Figura 10. Facciata del duomo di Milano, stile gotico.**

#### **3) Presenza di elementi strutturali di dimensioni molto diverse ed estetica della facciata**

La presenza di elementi strutturali di dimensioni molto diverse influenza in maniera significativa l'estetica della facciata. Su una stessa facciata, infatti, si possono avere elementi di piccole dimensioni, spesso ripetuti come a formare una “maglia”, ed elementi di estrema monumentalità. La struttura, inoltre, può aggiungere profondità e consistenza, o può agire come uno schermo o un filtro visivo.



**Figura 11. Facciata con elementi di controventatura di dimensioni minori rispetto allo scheletro dell'edificio.**

#### 4) Forme in contrasto

Talvolta, a causa dell'uso di forme e materiali diversi, la struttura e l'architettura risultano in contrasto tra di loro. L'uso di forme contrastanti può derivare da una scelta "architettonica" o da ragioni "strutturali". La presenza di un contrasto può anche determinare un maggior risalto per la componente strutturale. Nel caso di interventi su edifici esistenti, la differenza di età tra i vecchi e i nuovi elementi può portare a un contrasto nelle forme.



**Figura 12. Edificio con evidente contrasto tra la compattezza della forma in elevato e la snellezza dei pilastri<sup>23</sup>**

#### *Categorie per l'analisi di interventi di retrofit interni all'edificio*

#### 5) Suddivisione degli spazi

Fin dall'antichità i muri portanti hanno suddiviso gli spazi interni. A partire dal XIX secolo, l'introduzione dei telai ha consentito l'uso di pareti divisorie non strutturali, fornendo una maggiore libertà. La struttura, tuttavia, può giocare un ruolo di suddivisione degli spazi molto importante. La combinazione degli elementi strutturali, il loro ritmo e la loro gerarchia possono arricchire notevolmente - se non diventare - l'architettura interna.



**Figura 13. Ingresso in cui i pilastri definiscono lo spazio**

#### 6) Funzione di "disturbo"

Occasionalmente la struttura interrompe alcuni aspetti della funzione di un edificio. Può agire, ad esempio, impedendo la circolazione diretta o modificando il modo di utilizzare lo spazio. Alcune volte l'azione di disturbo degli elementi strutturali e architettonici è giustificata dal maggiore valore estetico dello spazio. Da qui nasce la

questione se l'impatto estetico può giustificare una perdita significativa di spazio utilizzabile.



**Figura 14. Biblioteca in cui le colonne operano una funzione di disturbo rispetto all'uso dello spazio<sup>24</sup>**

### *Altre categorie*

#### **7) Dettagli strutturali**

Nel rapporto tra forme strutturali e forme architettoniche sono spesso molto importanti i dettagli strutturali. Una loro giusta valorizzazione può trasformare elementi di pura utilità in elementi che hanno valore estetico. I dettagli strutturali possono rispondere a diverse esigenze ed esprimere diversi aspetti della progettazione. Possono evidenziare un aspetto della tecnologia, un'idea architettonica, un concetto strutturale o un periodo storico. Pertanto, possono avere una loro espressività, possono evidenziare le azioni strutturali che agiscono su di essi, possono determinare un impatto positivo sulla funzionalità della costruzione. Capita sovente che essi siano più vicini a un oggetto di design piuttosto che a uno strutturale.



**Figura 15. Facciata con dettagli strutturali in evidenza<sup>25</sup>**

## 8) Struttura e luce

La struttura è potenzialmente un importante elemento architettonico sia come fonte di luce (la luce passa attraverso di essa o si riflette su di essa), sia per come la luce entra all'interno dello spazio. Nel caso della muratura portante, per esempio, la luce può essere considerata come assenza di struttura. Qualunque sia il materiale da costruzione, la struttura inibisce o facilita l'ingresso della luce, che a sua volta influenza la percezione della struttura, modificandola. La struttura può comportarsi come:



Figura 16. Modifica della luce per interazione con gli elementi strutturali<sup>26</sup>

### – *Sorgente di luce*

Con questo concetto si intende la struttura come fonte di luce diretta, piuttosto che fonte di luce modificata o riflessa. Alcune forme strutturali sono molto più adatte di altre a permettere alla luce del giorno di penetrare all'interno degli edifici. La situazione più comune in cui la struttura funge da sorgente luminosa primaria si verifica quando la luce passa attraverso una struttura aperta o scheletrica come ad esempio una capriata.

### – *Elemento per massimizzare la luce*

I due metodi più comuni per massimizzare la luce sono o la riduzione delle dimensioni degli elementi strutturali, o l'introduzione di accorgimenti per fare in modo che la luce penetri all'interno dello spazio.

### – *Elemento per modificare la luce*

La struttura, oltre che progettata per massimizzare la quantità di luce, può essere considerata anche come un elemento che modifica la sua intensità. Le parti strutturali possono avere una funzione di intensificazione o stratificazione della luce attraverso un'azione di filtro, oppure possono fornire superfici su cui essa si riflette per poi diffondersi nello spazio circostante.

## 9) Rappresentazione e simbolismo

La struttura esposta alla vista arricchisce l'architettura con forme e dettagli strutturali che le danno significato in virtù della loro rappresentazione simbolica. Ogni elemento strutturale, infatti, non è una forma sterile, ma potenzialmente porta con sé una dose di rappresentazione e simbolismo.



Figura 17. Muro del pianto, Gerusalemme.

### *Rappresentazione*

Gli esempi di rappresentazione strutturale si possono dividere in due gruppi. Nel primo gruppo sono inclusi i processi di rappresentazione del mondo naturale, nel secondo quelli del mondo artificiale. Di tutte le forme naturali, gli alberi sono di gran lunga quelli maggiormente rappresentati come elementi strutturali.

### *Simbolismo*

La struttura può anche assumere un ruolo simbolico in architettura. In alcuni casi, infatti, le parti strutturali possono rinforzare il simbolismo dell'intero progetto.

## 10) Struttura nascosta

Anche le strutture nascoste alla vista possono contribuire a fornire qualità all'architettura. Nel quotidiano siamo abituati ad avere a che fare con strutture nascoste. Per esempio, di solito scriviamo o leggiamo su un tavolo che strutturalmente è un elemento costruito per resistere ai carichi verticali. Tuttavia, non lo percepiamo mai come una struttura portante, ma semplicemente come un tavolo. La stessa cosa si può dire per una sedia o per il corpo umano. Anche se nascosta alla vista, la struttura corporea è più facilmente riconoscibile di quella di un edificio, soprattutto perché gli elementi strutturali difficilmente rivelano il loro stato di stress, al contrario di quanto avviene per quelli del nostro corpo. La struttura può essere anche esposta, nascondendo però la sua effettiva funzione strutturale.

Ci sono diverse ragioni di carattere tecnico o pratico che possono portare alla scelta di nascondere la struttura. Gli elementi strutturali possono essere nascosti per farli apparire più grandi, evitando che diano un'apparenza di fragilità o mancanza di sicurezza. In altre occasioni, la dimensione apparente della struttura può essere aumentata per rafforzare la sua presenza all'interno dell'architettura.





**Figura 18. Elementi strutturali rappresentati come lettere<sup>8</sup>**

### ***Riferimenti bibliografici***

1. DM 17 gennaio 2018. *Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, GU n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8, 2018, (NTC18).
- 2.
2. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7. *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018*, (C7/19).
- 3.
4. DM 14 gennaio 2008. *Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, GU n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, 2008, (NTC08).
5. Circolare 2 febbraio 2009 n. 617. *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008*, approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, (C617/09)
6. OPCM 3431 del 3/5/2005. *Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato all'OPCM 3431 del 3/5/2005*, G.U. n. 107 del 10 maggio 2005.
7. FEMA 454, *Design for Earthquakes - A Manual for Architects*, December 2006
8. Charleson A., *Seismic Design for Architects – Outwitting the Quake*, Architectural Press, Elsevier, 2008.
9. Charleson A., *Structure as Architecture – A source book for Architects and Engineers* (second edition), Routledge 2015
10. Sahin, Cetin,

11. *Seismic Retrofitting of Existing Structures" (2014). Civil and Environmental Engineering Master's Project Reports 7.*  
[http://pdxscholar.library.pdx.edu/cengin\\_gradprojects/7](http://pdxscholar.library.pdx.edu/cengin_gradprojects/7)
12. Arnold C., *Building Configuration: The Architecture of Seismic Design*, Third South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, Wellington, 1983.
13. Arnold C., *Architectural Aspects of Seismic Resistant Design*, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, paper No 2003, 1996.
14. Arnold C., Stewart W., *Seismic Analysis and Design*, Excerpt from The Architect's Handbook of Professional Practice, 13<sup>th</sup> edition, 2000.
15. Bachmann H., *Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*, Swiss Federal Office for Water and Geology, BWG, Biel, 2003 ([www.bwg.admin.ch](http://www.bwg.admin.ch)).
16. Mezzi M., Parducci A., Verducci P., *Architectural and Structural Configuration of Buildings with Innovative Aseismic Systems*, The 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, paper No 1318, 2004.
17. Guisasola A., *The Structure's Architecture*, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 2008
18. Comerio M.C., Tobriner S., Fehrenkamp A., *Bracing Berkeley - A Guide to Seismic Safety on the UC Berkeley Campus*, PEER 2006/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, January 2006.
19. Watanabe A., *Design and Application of Buckling-Restrained Braces*, International Journal of High-Rise Buildings, vol 7, No 3, 215-221, 2018
20. Braga F., Buttarazzi F., Dall'Asta A., Salvatore W., *Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio*, Dario Flaccovio Editore 2015.
21. Foti D., Mongelli M., *Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione, principi fondamentali - criteri di progettazione - dettagli costruttivi*, Dario Flaccovio Editore, 2011.
22. Monestiroli A., *la metopa e il triglifo – nove lezioni di architettura*, Editori Laterza, 2002.
23. Giedon S., *Spazio, tempo architettura*, Hoepli, 1984.
24. <http://www.cappellettiassociati.it>
25. <http://www.gruppoprogeco.com>
26. <https://www.academicarrara.it/it/istituzione/biblioteca>
27. <https://fitechnic.com/it/>
28. <http://www.chometemporary.it>
29. <https://www.promozioneacciaio.it/cms/it6517-adeguamento-sismico-di-edificio-strategico-hera-spa.asp#prettyPhoto>
30. <https://www.bolinaingegneria.com/progetti.php>
31. <https://www.gaiaprogetti.com/it/attivita>
32. <https://www.ceccatopartners.com/it/progetti>
33. <http://www.ipeprogetti.it/progetti-categoria/vulnerabilita-sismica/>

34. <http://www.polistudio.net/progetti/scuola-media-statale-geo-cenci-riccione-rn>
35. [https://zedprogetti.it/categorie\\_progetti/riparazione-e-miglioramento-sismico/](https://zedprogetti.it/categorie_progetti/riparazione-e-miglioramento-sismico/)

## *Schede semplificative*

*Nome:* PALAZZINA PER UFFICI A CREVALCORE

*Luogo:* Crevalcore (BO)

*Anno di costruzione:* 1973

*Anno dell'intervento:* 2013

*Committenza:* Privata



**TIPOLOGIA DI INTERVENTO:** Inserimento di controventi esterni in acciaio, progettati per avere un comportamento dissipativo, disposti secondo le due direzioni ortogonali principali, individuate dai lati maggiore e minore dell'edificio. Ciascun controvento è costituito da un traliccio realizzato con tubi tondi. Questa scelta è stata dettata dall'esigenza di avere rigidezze assialsimmetriche nei confronti dei fenomeni di instabilità dovuti alle forti sollecitazioni di compressione sulle colonne.

### *Identificazione del numero di sistemi resistenti*

Il sistema resistente ai carichi verticali è quello dell'edificio esistente. Il sistema resistente ai carichi orizzontali è rappresentato dai controventi.

*Sistema strutturale originario:* struttura intelaiata

### **Struttura esterna**

#### *Ruolo espressivo*

Un intervento di retrofit di questo tipo si manifesta con chiarezza. Prima dell'aggiunta dei controventi l'edificio era "fragile". Se venissero tolti, lo diventerebbe nuovamente.

#### *Presenza di elementi strutturali di dimensioni molto diverse ed estetica della facciata*

Appare evidente come le dimensioni degli elementi verticali in acciaio presenti sulla facciata appaiono notevolmente diverse rispetto ai controventi esterni e alla cornice di supporto. Ciò produce un notevole impatto estetico di distacco temporale e qualitativo tra il prima e il dopo dell'intervento.

### *Forme in contrasto*

La forma scatolare dell'edificio esistente, geometricamente chiusa, è collegata ai tralicci in acciaio unicamente attraverso profili tubolari funzionanti come puntoni o tiranti per effetto dei collegamenti a cerniera. Tale sistema di connessione non fornisce continuità alla struttura, ma genera uno stacco netto tra il piano orizzontale su cui si sviluppa maggiormente l'edificio esistente e la dimensione verticale che caratterizza l'intervento di retrofit strutturale.

### **Struttura e luce**

#### *Modificatore della luce*

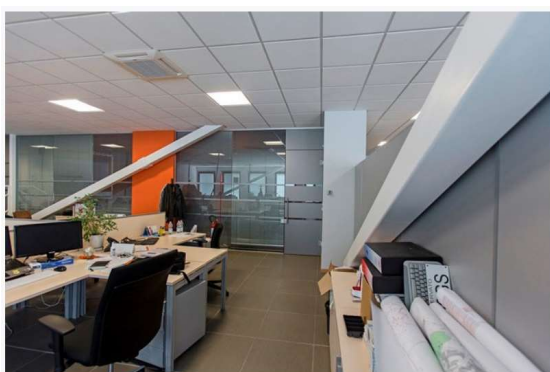
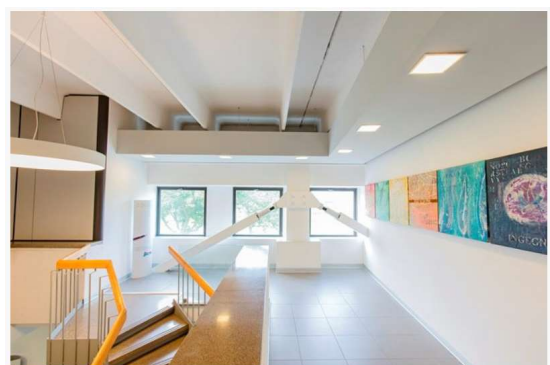
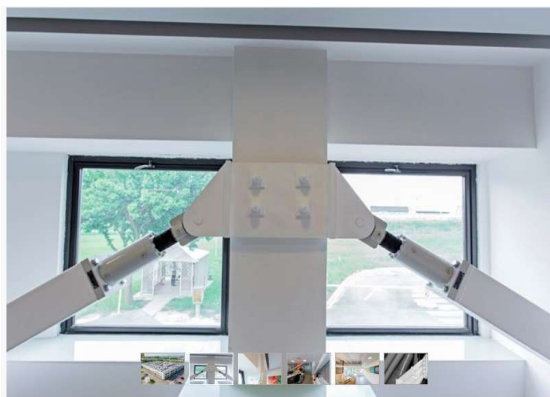
L'intervento di adeguamento sismico modifica l'impatto della luce sulle ampie vetrate: gli elementi reticolari creano ombre sulla facciata, che inevitabilmente si riflettono all'interno.

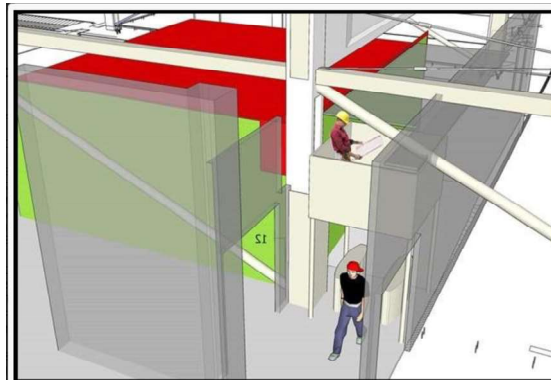
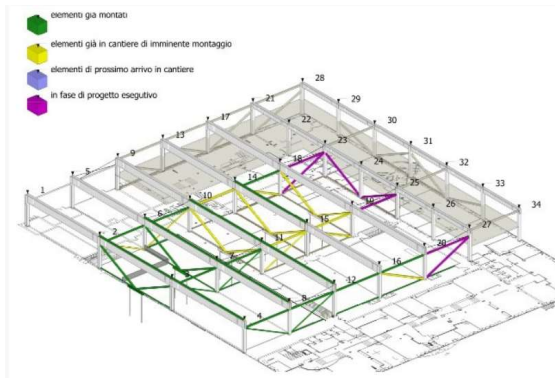
*Nome:* EDIFICIO STRATEGICO HERA SP

*Luogo:* Imola (BO)

*Anno di costruzione:* 1974

*Committenza:* Privata







**TIPOLOGIA DI INTERVENTO:** Inserimento di dissipatori fluido-viscosi, la cui risposta è funzione della velocità della deformazione, insieme a interventi di rinforzo locale necessari a garantire la corretta trasmissione degli sforzi tra i vari elementi. Sono stati inseriti in totale 36 dissipatori fluido-viscosi, posizionati alle estremità di aste di controvento disposte in entrambe le direzioni della costruzione.

*Identificazione del numero di sistemi resistenti*

Il sistema resistente ai carichi verticali è quello dell'edificio esistente. Il sistema resistente ai carichi orizzontali è rinforzato e irrigidito grazie all'inserimento dei controventi dissipativi.

*Sistema strutturale:* struttura intelaiata.

**Struttura interna**

*Suddivisione degli spazi*

L'inserimento dei controventi dissipativi in corrispondenza del lato interno della facciata non ha un'azione significativa sulla suddivisione dello spazio.

*Funzione di disturbo*

Mentre non ha influenza quantitativa sulla suddivisione dello spazio, ha invece una sicura influenza sulla percezione di esso, operando una funzione di disturbo e di ridimensionamento dimensionale dello spazio circostante.

**Dettagli strutturali**

Appare bene visibile il dettaglio che rappresenta il sistema di dissipazione di energia. Un tale elemento certamente colloca storicamente l'opera e identifica la tecnica utilizzata per la prevenzione dalle sollecitazioni sismiche.

**Struttura e luce**

*Elemento per modificare la luce*

L'intervento di adeguamento sismico modifica l'impatto della luce sull'ambiente interno, che viene deviata e percepita in maniera diversa.

*Nome:* STABILIMENTI F.LLI CARLI

*Luogo:* Imperia (IM)

*Committenza:* Privata



**TIPOLOGIA DI INTERVENTO:** Inserimento di controventi dissipativi di due diverse tipologie: i BRAD, cioè dispositivi a comportamento dipendente dagli spostamenti (isteretici), e gli OTP, cioè dispositivi a comportamento dipendente dalla velocità (viscosi).

*Identificazione del numero di sistemi resistenti*

Il sistema resistente ai carichi verticali è quello dell'edificio esistente. Il sistema resistente ai carichi orizzontali è rinforzato e irrigidito grazie all'inserimento dei controventi dissipativi inseriti sia nella parte interna che nella parte esterna della struttura.

*Sistema strutturale:* struttura intelaiata.

**Struttura esterna**

*Ruolo espressivo*

Un intervento di retrofit di questo tipo si manifesta chiaramente. Prima del suo inserimento l'edificio era "fragile". Se venissero tolti gli elementi esterni in acciaio lo diventerebbe nuovamente.

*Presenza di elementi strutturali di dimensioni molto diverse ed estetica della facciata*  
Appare evidente come le dimensioni degli elementi in acciaio verticali presenti sulla facciata sono notevolmente diverse rispetto ai controventi esterni e alla cornice di supporto. Ciò produce un notevole impatto estetico di distacco temporale e qualitativo tra l'ante e il post operam.

#### *Forme in contrasto*

La forma scatolare dell'edificio esistente, geometricamente chiusa, è collegata ai tralicci in acciaio unicamente attraverso dissipatori di energia. Tale sistema di connessione non fornisce continuità alla struttura, ma genera uno stacco netto tra il piano orizzontale su cui si sviluppa maggiormente l'edificio esistente e la dimensione verticale che caratterizza l'intervento di retrofit strutturale.

#### **Struttura interna**

L'inserimento dei controventi interni per la dissipazione di energia sulle pareti interne dell'edificio non altera la composizione dello spazio interno.

#### **Dettagli strutturali**

Appare bene visibile il dettaglio che rappresenta il sistema di dissipazione di energia, un tale elemento certamente colloca storicamente l'opera e identifica la tecnica utilizzata per la prevenzione dalle sollecitazioni sismiche.

#### **Struttura e luce**

L'intervento di adeguamento sismico non modifica l'impatto della luce sull'ambiente interno.

#### **Struttura nascosta**

L'inserimento di pannelli in cartongesso sulle pareti interne in cui sono inseriti i dissipatori di energia comporta che elementi strutturali di fondamentale importanza ai fini della prestazione sismica dell'edificio vengono nascosti alla vista.

*Nome:* SCUOLA MATERNA COLLE DEI FRATI

*Luogo:* Zagarolo (RM)

*Committenza:* Pubblica





**TIPOLOGIA DI INTERVENTO:** Sono stati introdotti dissipatori sismici del tipo a instabilità impedita (BRAD) inseriti su telai esterni di controvento. Questi ultimi sono collegati a ogni livello alle solette in calcestruzzo della struttura esistente. Questo sistema di potenziamento sismico permette di diminuire la forza sismica in ingresso.

#### *Identificazione del numero di sistemi resistenti*

Il sistema resistente ai carichi verticali è quello dell'edificio esistente. Il sistema resistente ai carichi orizzontali è rinforzato e irrigidito grazie all'inserimento dei controventi dissipativi inseriti all'esterno della struttura esistente.

*Sistema strutturale:* struttura intelaiata.

### **Struttura esterna**

#### *Ruolo espressivo*

Un intervento di retrofit di questo tipo certamente non si nasconde, ma si manifesta. L'edificio prima del suo inserimento era "fragile". Se venissero tolti gli elementi esterni in acciaio lo diventerebbe nuovamente.

*Presenza di elementi strutturali di dimensioni molto diverse ed estetica della facciata*  
Appare evidente come le dimensioni degli elementi in acciaio verticali presenti sulla facciata sono notevolmente diverse rispetto ai controventi esterni e alla cornice di supporto. Ciò produce un notevole impatto estetico di distacco temporale e qualitativo tra l'*ante* e il *post operam*.

#### *Forme in contrasto*

La forma scatolare dell'edificio esistente, geometricamente chiusa, è collegata ai tralicci in acciaio unicamente attraverso dissipatori di energia. Tale sistema di connessione non fornisce continuità alla struttura, ma genera uno stacco netto tra il piano orizzontale su cui si sviluppa maggiormente l'edificio esistente e la dimensione verticale che caratterizza l'intervento di retrofit strutturale.

### **Dettagli strutturali**

Appare bene visibile il dettaglio che rappresenta il sistema di dissipazione di energia. Un tale elemento certamente colloca storicamente l'opera e identifica la tecnica utilizzata per la prevenzione dalle sollecitazioni sismiche.

## **Struttura e luce**

L'intervento di adeguamento sismico non modifica minimamente l'impatto della luce sull'ambiente interno. Il posizionamento dei controventi è stato studiato appositamente per consentire l'ingresso della luce dalle finestre.

*Nome:* SCUOLA MEDIA STATALE GEO CENCI

*Luogo:* Riccione (RN)

*Anno dell'intervento:* 2011

*Committenza:* Pubblica





**TIPOLOGIA DI INTERVENTO:** Sono stati introdotti dissipatori sismici inseriti su telai esterni e telai sismo resistenti in acciaio sia all'interno che all'esterno dell'edificio.

*Identificazione del numero di sistemi resistenti*

Il sistema resistente ai carichi verticali è composto da quello dell'edificio esistente e dai telai sismo resistenti in acciaio. Il sistema resistente ai carichi orizzontali è rinforzato e irrigidito grazie all'inserimento dei controventi dissipativi inseriti nella parte esterna della struttura.

*Sistema strutturale:* struttura intelaiata.

*Presenza di elementi strutturali di dimensioni molto diverse ed estetica della facciata*

Nonostante i controventi siano costituiti da materiale diverso, non risultano netti ed evidenti contrasti tra la facciata dell'edificio esistente e gli elementi di adeguamento. Sia a livello cromatico che dimensionale gli elementi appaiono in armonia con la costruzione preesistente.

*Forme in contrasto*

Se a livello cromatico e dimensionale non vi sono evidenti contrasti, risulta invece una differenza tra la forma piana rettilinea della parete esterna e quella tubolare degli elementi utilizzati per l'adeguamento sismico.

### **Struttura interna**

*Suddivisione degli spazi*

La presenza dei pilastri del telaio sismo resistente ha portato ad una divisione dello spazio in particolare della modalità con cui di esso si usufruisce creando un corridoio laterale e spostando il baricentro delle attività sulla parte destra.

*Funzione di disturbo*

Certamente la presenza dei pilastri e delle travi in acciaio è di notevole impatto visivo, pur non avendo una particolare funzione di disturbo rispetto alla composizione architettonica dello spazio.

### **Dettagli strutturali**



Appare ben visibile il dettaglio che rappresenta il sistema di dissipazione di energia. Un tale elemento certamente colloca storicamente l'opera e identifica la tecnica utilizzata per la prevenzione dalle sollecitazioni sismiche.

### **Struttura e luce**

L'intervento di adeguamento sismico non modifica in maniera notevole l'impatto della luce sull'ambiente interno.

*Nome:* SCUOLA ELEMENTARE “G. MAZZINI”

*Luogo:* Castelfidardo (AN)

*Anno di Intervento:* 2011

*Committenza:* Pubblica



#### *Identificazione del numero di sistemi resistenti*

Il sistema resistente ai carichi verticali è composto da quello dell'edificio esistente in calcestruzzo armato. Il sistema resistente ai carichi orizzontali è rinforzato e irrigidito grazie all'inserimento dei controventi dissipativi inseriti all'esterno della struttura.

*Sistema strutturale:* struttura intelaiata.

### **Struttura esterna**

#### *Ruolo espressivo*

Un intervento di retrofit di questo tipo certamente non si nasconde, ma si manifesta. Prima del suo inserimento l'edificio era "fragile", ma se venissero tolti gli elementi esterni in acciaio lo diventerebbe nuovamente.

#### *Presenza di elementi strutturali di dimensioni molto diverse ed estetica della facciata*

L'intervento di retrofit si inserisce sulla facciata esistente. In particolare, è evidente che il progettista ha curato l'impatto cromatico dell'intervento volendone minimizzare l'impatto visivo.

#### *Forme in contrasto*

Così come a livello cromatico e dimensionale non vi sono evidenti contrasti, anche la forma dell'intervento è studiata in modo da inserirsi sull'impianto degli infissi e dei cornicioni esistenti.

### **Struttura interna**

#### *Suddivisione degli spazi*

La presenza dei controventi dissipativi, pur incidendo in maniera significativa sullo spazio, non modifica sostanzialmente la sua suddivisione, ma si estende in maniera continua con la disposizione dell'impianto strutturale preesistente.

#### *Funzione di disturbo*

Certamente la presenza dei controventi dissipativi ha una funzione di disturbo sia visiva sia operativa sullo spazio esistente.

### **Dettagli strutturali**

Se sulla facciata non appaiono evidenti i dettagli strutturali, lo sono invece per la struttura interna, dove il notevole contrasto tra le forme mette in risalto la tecnica di dissipazione di energia utilizzata.

### **Struttura e luce**

L'intervento di adeguamento sismico nonostante attraversi le vetrate della facciata è concepito in modo da non modificare in maniera significativa l'impatto della luce sull'ambiente interno.

*Nome:* SCUOLA MATERNA “G. RODARI”

*Luogo:* Porto Recanati (MC)

*Anno di Intervento:* 2012

*Committenza:* Pubblica



**TIPOLOGIA DI INTERVENTO:** L'intervento di adeguamento è consistito nell'introduzione di controventi dissipativi. Inoltre, i pilastri di estremità sono stati collegati da una trave di acciaio HEA 300 con la duplice funzione di contenere i controventi e irrigidire la struttura. I nuovi controventi in acciaio sono fondati su micropali impostati alla stessa quota delle fondazioni esistenti.

#### *Identificazione del numero di sistemi resistenti*

Il sistema resistente ai carichi verticali è composto da quello dell'edificio esistente in calcestruzzo armato. Il sistema resistente ai carichi orizzontali è rinforzato e irrigidito grazie all'inserimento dei controventi dissipativi inseriti all'esterno della struttura.

*Sistema strutturale:* struttura intelaiata.

### **Struttura esterna**

#### *Ruolo espressivo*

Un intervento di retrofit di questo tipo certamente non si nasconde, ma si manifesta chiaramente. L'edificio prima del suo inserimento era "fragile", ma se venissero tolti gli elementi esterni in acciaio lo diventerebbe nuovamente.

#### *Presenza di elementi strutturali di dimensioni molto diverse ed estetica della facciata*

L'intervento di retrofit ha un evidente impatto sulla facciata, nonostante l'impegno di farlo "aderire" alla struttura esistente dal punto di vista cromatico. Dal punto di vista dimensionale risulta imponente rispetto alle dimensioni contenute dell'edificio.

#### *Forme in contrasto*

La forma tubolare ad estensione prevalentemente verticale dell'intervento contrasta con la linea continua e ad estensione prevalentemente orizzontale dell'edificio esistente

### **Dettagli strutturali**

Sulla facciata appaiono evidenti i dettagli strutturali dei sistemi di dissipazione di energia.

### **Struttura e luce**

L'intervento di adeguamento sismico non attraversa le vetrate della facciata ed è concepito in modo da non modificare l'impatto della luce sull'ambiente interno.

