



Regione Toscana

COMITATO TECNICO SCIENTIFICO PER IL



istituito con Delibera di Giunta Regionale n. 606 del 21/6/2010 e n. 940 del 6/10/2015

Pareri 2009 - 2016

PREMESSA

Immeritadamente, mi è d'obbligo scrivere questa premessa.

Questo documento raccoglie la sintesi delle attività svolte tra il 2010 ed il 2016 dal Comitato tecnico Scientifico costituito con Delibera di Giunta regionale n. 606 del 21/06/2010, e modificato con successiva Delibera n. 940 del 06/10/2015, quale supporto tecnico scientifico al Settore Sismica per gli aspetti altamente tecnici o squisitamente scientifici che si sono verificati nell'espletamento delle attività istruttorie sui progetti di costruzioni edilizie in zona sismica.

Il Comitato Tecnico Scientifico, coordinato dal Dirigente del settore sismica della regione Toscana, è composto da rappresentanti designati dalla Università di Ingegneria di Firenze, di Pisa e di Architettura di Firenze, da rappresentanti della Federazione degli ingegneri, dell'ordine degli architetti e dalle Posizioni Organizzative tecniche del settore sismica stesso. Un doveroso ringraziamento va innanzitutto al collega Ing. Giancarlo Fianchisti, che ha ideato, costituito e coordinato il Comitato Tecnico, fino alla sua quiescenza, nel dicembre 2015, promuovendone le attività e valorizzandone i risultati.

Altresì mi è d'obbligo ringraziare sentitamente quei cattedratici universitari che con continuità, impegno, ma anche con passione, hanno fornito il loro prezioso contributo, come anche i rappresentanti degli ordini professionali che assiduamente e costruttivamente hanno partecipato alle sedute del Comitato. A tutti loro va il ringraziamento per la continua ed assidua presenza, e per i qualificati contributi forniti, fondamentali per la risoluzione delle problematiche poste al Comitato stesso.

Al Comitato possono formulare quesiti professionisti esterni, come anche gli stessi funzionari titolari di posizione organizzativa, allorquando sia ritenuto necessario, o anche semplicemente opportuno, avere una qualificata valutazione su aspetti peculiari di progetti in zona sismica. Tali pareri sono fondamentali per l'omogeneo comportamento istruttorio dei funzionari regionali in tutti i casi riconducibili alle problematiche esaminate dal Comitato stesso, costituendo riferimento inderogabile nell'attività tecnico amministrativa d'ufficio sulle pratiche a controllo, siano esse autorizzazioni, controlli a sorteggio o obbligatori, sanatorie di illeciti edilizi.

Ordinariamente il Comitato Tecnico Scientifico si riunisce una volta al mese, e sulle pratiche all'ordine del giorno il funzionario Posizione Organizzativa è chiamato ad effettuare una preistruttoria così da agevolare e semplificare il lavoro del Comitato in sede collegiale.

I pareri e le considerazioni qui riportate rappresentano le valutazioni cui è addivenuto il Comitato in sede collegiale, e costituiscono elemento di riferimento per i tecnici regionali; è palese, ma si ritiene comunque necessario ben precisarlo, che allorquando un professionista esterno intendesse far proprie le valutazioni espresse dal Comitato su peculiari aspetti progettuali, la responsabilità delle valutazioni e dalle decisioni assunte rimane comunque in capo al tecnico stesso, nell'ambito delle sue peculiari responsabilità di progettista.

La disamina delle questioni non è ovviamente esaustiva di tutte le criticità che si possono presentare nella progettazione edilizia, soprattutto per gli interventi sugli edifici esistenti, ma costituiscono un vasto reportage di quelle maggiormente frequenti, o che comunque si sono presentate nel corso degli anni.

Infine, un sincero ringraziamento al Collega Ing. Luca Gori, P.O. del Settore Sismica presso il presidio di Firenze, che encomiabilmente svolge le funzioni di segretario del Comitato e, di fatto, autore della presente raccolta di atti e documenti.

Ing. Franco Gallori

Dirigente Settore Sismica Regione Toscana

Componenti attuali del Comitato Tecnico Scientifico (2017)

Ing. Franco Gallori, Dirigente Settore Sismica della Regione Toscana, Coordinatore del Comitato

Università di Firenze – Scuola di Ingegneria

Componente : **Prof. Ing. Andrea Vignoli**

Sostituto: **Prof. Ing. Gianni Bartoli**

Università di Pisa – Scuola di Ingegneria

Componenti: **Prof. Ing. Walter Salvatore** e **Prof. Ing. Luisa Beconcini**

Sostituti: **Prof. Ing. Anna De Falco**, **Ing. Silvia Caprili**

Università di Firenze – Scuola di Architettura

Componente: **Arch. Mario De Stefano**

Federazione degli Ordini degli Ingegneri della Toscana

Componente : **Ing. Marco Bartoloni**

Sostituto: **Ing. Andrea Melani**

Federazione degli Ordini degli Architetti della Toscana

Componente: **Arch. Antonio Giulio Bardazzi**

Rappresentanti delle sedi territoriali del Settore Sismica (Posizioni Organizzative) della Regione Toscana:

Ing. Santo Antonio Polimeno (Massa e Lucca)

Ing. Giovanni Mammini (Pisa)

Ing. Giorgio Leonetti (Livorno)

Ing. Dario Pierucci (Arezzo, Prato e Pistoia)

Ing. Luca Gori (Firenze), Segretario del Comitato Tecnico Scientifico

Ing. Rosamaria Barone (Siena)

Ing. Domenico Labanca (Grosseto)

Dott. Geol. Massimo Baglione (Prevenzione Sismica, Firenze)

INDICE GENERALE

DOCUMENTI

Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti

1. Interventi sulle murature in elevazione
 - 1.1 Analisi dello stato di fatto
 - 1.2 Calcolo e verifica
 - 1.3 Cantierizzazione
 - 1.4 Indicazioni dimensionali e costruttive
2. Interventi sui solai
 - 2.1 Indicazioni generali e raccomandazioni
 - 2.2 Cambio di destinazione d'uso
3. Interventi sulle coperture
4. Alcune considerazioni sugli interventi di miglioramento
5. Altri interventi di modesta entità
 - balconi, gronde, sbalzi
 - logge, verande, porticati
 - riabilitazione dei sottotetti e rifacimento coperture
 - scale esterne, impianti ascensore

Orientamenti interpretativi in merito agli interventi di sopraelevazione di edifici esistenti

- Premessa
- CASO 1 – Sostituzione della copertura
- CASO 2 – Aggiunta di nuova copertura
- CASO 3 – Abbaini
- CASO 4 - Addizioni volumetriche sulle coperture
- Indicazioni ulteriori e richiami

QUESITI E PARERI

1. Redazione dei progetti
2. Verifiche intermedie e strutture provvisionali
3. Collaudo statico
4. Verifiche SLE
5. Regolarità in altezza degli edifici in c.a
6. Linee guida per interventi su edificio vincolati (*Quesito Ing. Zingarelli*)
7. Linee vita
8. Altezza dei fabbricati
9. Strutture in legno
10. Collaudo statico
11. Nuove costruzioni in muratura
12. Verifica di deformabilità negli edifici esistenti
13. Solaio negli edifici in muratura
14. Pareti nelle strutture in c.a.
15. Costruzioni in muratura
16. Nuove costruzioni in c.a
17. Nuove costruzioni in c.a.. Tamponature
18. Strutture di fondazione in c.a.
19. Costruzioni in muratura. Fondazioni
20. Travi tralicciate in acciaio, conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante
21. Scale interne
22. Numerosità dei controlli di accettazione in cantiere per l'acciaio da c.a.
23. Particolari esecutivi strutture in c.a. (*quesito Ing. Lisi*)
24. Muratura "mista" (*quesito Ing. R. Veneziani*)
25. Strutture in muratura - Cordoli in c.a. (*quesito Ing. M. Righi*)
26. Regolarità in pianta degli edifici ai fini dell'applicabilità del metodo semplificato per il dimensionamento
27. strutturale di edifici in muratura
28. Livelli di conoscenza strutture in c.a.
29. Piani interrati o seminterrati di edifici in muratura.
30. **PARERE** - Metodo costruttivo a pannelli portanti realizzati con blocco cassero e cls debolmente armato. Possibilità di utilizzo in zona sismica.
31. Azioni di progetto per le coperture
32. **PARERE** - Considerazioni in merito al quesito sulle nuove edificazioni, interne agli edifici esistenti, pervenuta dal Servizio tecnico centrale

33. Edifici strategici e rilevanti. Classi d'uso (*Quesito Ing. Barberi*)
34. Verifiche di sezioni tubolari in acciaio (classe 4) (*Quesito Ing. Cincinelli*)
35. Strutture in muratura con piano cantinato o seminterrato in c.a.
36. Impianti ascensore a struttura metallica
37. Pareti in legno in legno lamellare
38. Azioni sulle costruzioni – carico d'incendio
39. Interventi su edifici esistenti. Miglioramento su edificio storico vincolato (*Quesito Ing. A. Berni*)
40. Interventi di miglioramento (*quesito Ing. Savelli*)
41. Intervento di adeguamento sismico
42. Collegamenti in fondazioni (*Quesito Ing. Francesco Gori*)
43. Piano di posa fondazioni (*quesito Ing. Francesco Gaudini*)
44. Edifici in muratura esistenti – Snellezza delle murature (*Quesito Ing. Cattaneo*)
45. Costruzioni in legno tipo Block-house e miste
46. Reti in FRP e malte di calce “strutturale” nell'ambito di interventi di rinforzo di pareti murarie e modalità di calcolo.
47. Smontaggio e rimontaggio di strutture esistenti.
48. Necessità di deposito del progetto ai sensi del DPR 380/2001 (artt. 65, 93 e/o 94 DPR 380/2001)
49. Cabine balneari (*Quesito Ing. Alessandro Virgili*).
50. Classificazione di interventi su edifici esistenti in caso di demolizione parziale
51. Installazione di impianti ascensori, generalmente metallici, all'interno di edifici esistenti.
52. Muri di sostegno in c.a. (*quesito Arch. Mammini*)
53. Interventi di adeguamento. Variazione di classe e/o destinazione d'uso
54. Valutazione della sicurezza sulle fondazioni di costruzioni esistenti
55. Scelta del Fattore di struttura e procedimento di calcolo per edifici progettati con parti non dissipati ve
56. Livello di sicurezza per interventi su edifici “rilevanti”
57. Valore del fattore di struttura per strutture in muratura non regolari in pianta

APPENDICE 1

VERIFICHE DI STABILITA' DI PALI METALLICI POLIGONALI E CIRCOLARI IN CLASSE 4
UTILIZZATI PER IL SOSTEGNO DI PALE EOLICHE E ANTENNE

APPENDICE 2

LA VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI MURARI CARICATI DA FORZA NORMALE
ECCENTRICA. COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA

APPENDICE 3

PARERI DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti

Premessa

Le NTC 2008 hanno introdotto alcuni nuovi concetti che nelle precedenti norme non erano presenti o erano solo accennati.

Le principali novità possono essere sintetizzate nei seguenti punti:

- introduzione, rispetto al DM 1996, del concetto del livello di conoscenza dell'edificio. Si è voluto dare una metodologia sistematica e graduale che possa guidare con consapevolezza le scelte progettuali, sia per quanto riguarda i materiali in opera (pietrame, laterizi, ...) che per le tipologie strutturali presenti (pareti, solai, ...), nonché del livello di connessione dei vari macroelementi.
- nuova classificazione degli interventi possibili: adeguamento, miglioramento, intervento locale o riparazione.
- introduzione di specifiche metodologie di calcolo (statica, dinamica, statica non-lineare, dinamica non lineare) da applicare a tutto l'organismo strutturale nel caso di analisi complessiva (adeguamento, miglioramento).

Tuttavia la parte delle NTC che affronta gli interventi sugli edifici esistenti contiene esigue specifiche indicazioni di dettaglio.

Nella Circolare applicativa, e negli allegati alla stessa compaiono maggiori indicazioni che, comunque, forniscono indicazioni spesso finalizzate ad interventi di rilevanza notevole (adeguamento o miglioramento) lasciando poche indicazioni sugli interventi minori (locali o di riparazione).

Per una prima applicazione e al fine di dare utili indicazioni procedurali e tecniche, in attesa di eventuali ulteriori indicazioni ministeriali, si ritiene di fornire alcune indicazioni che possono risultare utili in fase di prima applicazione delle NTC, limitatamente agli "interventi locali" o di riparazione.

Si mette in evidenza che le casistiche che possono emergere nel campo degli interventi sugli edifici esistenti sono moltissime e non facilmente codificabili. Pertanto le indicazioni sottostanti hanno valore indicativo e potranno essere oggetto di adattamento al caso specifico in fase di progettazione. In ogni caso il progettista illustrerà nella relazione generale e di calcolo le proprie motivazioni e scelte che dovranno essere adeguatamente supportate.

Si precisa che il progettista si assume comunque la piena responsabilità del progetto e dei dettagli costruttivi, anche se ripresi da questo documento.

Si osserva, infine, che per le tipologie di interventi di tipo "locale" o "riparazione", le tecniche di intervento sono sostanzialmente analoghe a quelle previste dalle previgenti norme. Rimangono tuttavia indispensabili le verifiche previste dalle NTC 2008.

Riferimenti normativi essenziali: DM 14.1.2008 (NTC 2008)

- Cap. 8 par. 4.3
- Circolare esplicativa Cap. 8.4.3
- Appendice della Circolare esplicativa C8.A

1. Interventi sulle murature in elevazione

I comuni interventi che prevedono una diversa distribuzione delle aperture interne ed esterne negli edifici in muratura sono spesso oggetto di dubbi e incertezze.

Tali interventi, fisiologicamente connaturati al naturale evolversi delle esigenze distributive interne agli edifici esistenti, sono molto comuni e a volte abusati sia in numero che in dimensione dei singoli interventi, nonché scoordinati tra loro.

Senza ulteriormente soffermarsi sulla delicatezza di tali interventi la cui complessità è facilmente intuibile si vuole qui richiamare l'attenzione su alcuni aspetti di calcolo e costruttivi necessari per una corretta progettazione ed a una altrettanto corretta realizzazione.

I suggerimenti che seguono sono integrati da prescrizioni di “buon senso” che, se seguite, consentiranno di omettere ulteriori approfondimenti di calcolo e verifica.

In ogni caso, già in fase di progettazione architettonica, è opportuno limitare il più possibile il numero delle nuove aperture nelle pareti esistenti che dovranno essere motivate da effettive esigenze funzionali primarie. Si tenga presente che le strutture murarie non possono consentire la libertà distributiva interna, caratteristica propria delle strutture puntiformi (a telaio) in c.a. o acciaio.

1.1 Analisi dello stato di fatto

Per una corretta progettazione di un intervento sulle murature, specialmente ad un determinato livello o piano, occorre conoscere l'esatta altezza di interpiano, lo spessore della parete al netto dell'intonaco e la tipologia della muratura.

Inoltre è indispensabile conoscere se la muratura ha continuità ai piani superiori e inferiori.

Per i piani immediatamente superiore e inferiore (adiacenti) è necessario conoscere anche la distribuzione delle aperture in corrispondenza delle pareti oggetto di intervento.

La mancanza anche di uno solo dei dati descritti impedisce, di fatto, di poter correttamente progettare l'intervento sulla parete muraria al piano in questione.

Il livello di conoscenza che occorre acquisire è, quindi, almeno LC1 (verifiche limitate e relative alla zona di intervento) così come descritto nel Cap. C8.A.1.A.2 e C8.A.1.A.3 della Circ.

In mancanza di specifiche prove sperimentali, i valori delle caratteristiche meccaniche della muratura potranno essere stimati in base alla tab. C8.A.2.1 o, in mancanza di altri riferimenti, facendo riferimento ad indicazioni contenute nella letteratura tecnica di comprovata validità.

Ai fini delle verifiche che devono essere condotte per questa tipologia di interventi si ritiene opportuno adottare i valori medi tra quelli proposti.

Non occorre dividere i valori suggeriti per il fattore di confidenza FC.

Come indicato al p.to 7.8.1.5.2 e C8A.2 si può fare riferimento alla rigidità in condizioni fessurate e quindi considerare i valori medi di E e G ridotti (50%).

In ogni caso i valori della tab. C8.A.2.1 devono essere corretti in funzione delle caratteristiche della malta, dell'altezza dei giunti, della presenza di ricorsi o listature, di diatoni (elementi di collegamento trasversali). I coefficienti correttivi sono indicati nella Tab. C8A.2.2

1.2 Calcolo e verifica

Le indicazioni sono suggerite al punto C8.4.3. In particolare, ai fini del dimensionamento degli elementi e della parete nel suo stato di progetto, deve essere dimostrato:

- che la rigidità dell'elemento variato (parete) non cambi significativamente rispetto allo stato preesistente (orientativamente $\pm 15\%$);
- che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Il taglio ultimo della parete e lo spostamento ultimo dovranno essere non inferiori ai valori dello stato iniziale.

L'eventuale chiusura di aperture esistenti è possibile purché il progettista valuti che tale intervento sia inequivocabilmente migliorativo anche ai riguardi del comportamento globale della struttura.

Dovrà essere sufficientemente argomentato che tale intervento non cambia significativamente il comportamento globale della struttura.

Il ripristino di rigidità (elemento principale dell'intervento) può avvenire secondo le tecniche previste al punto C8.A.5.5 e C8.A.5.6. Generalmente si opera con l'inserimento di telai metallici rigidi in acciaio o in c.a. a cerchiatura del vano di progetto oppure con rinforzi sulle porzioni di murature residue laterali.

Pertanto le verifiche di cui sopra si effettueranno comparando la parete nello stato ante-operam e la parete post-operam, comprensiva degli interventi di rinforzo.

Nel caso si adottino cerchiature metalliche o in c.a. occorrerà verificare le sezioni e le unioni secondo le sollecitazioni derivanti dall'analisi eseguita secondo le NTC 2008.

1.3 Cantierizzazione

La corretta posa in opera è determinante per la buona riuscita dell'intervento.

Nel caso si debba inserire una cerchiatura occorre che questa venga messa in carico all'interno della muratura di perimetro. Tale operazione si rende necessaria al fine di rendere la cerchiatura attiva specialmente per i carichi verticali. L'operazione di “caricamento” della cerchiatura può avvenire con l'ausilio di martinetti o altri tipi di attuatori.

L'ammorsamento laterale alla parete deve essere effettuato con opportune e diffuse zancature. Nel caso di

cerchiature in pareti di piccolo spessore (1 testa) l'ancoraggio laterale deve essere realizzato preferibilmente con idonea fasciatura.

Le unioni tra i montanti e i traversi (architrave e traverso inferiore) devono assicurare il grado di vincolo ipotizzato nel calcolo.

L'incastro alla base potrà essere conseguito anche con tirafondi efficaci ancorati a cordoli in c.a.

Nel caso non sia possibile assicurare un efficace vincolo di incastro si dovrà procedere al ridimensionamento della cerchiatura riducendo conseguentemente la rigidezza dei montanti.

In ogni caso si dovrà assicurare il corretto ammorsamento perimetrale della cerchiatura alle mazzette laterali.

Nel caso si debba realizzare il rinforzo della muratura residua si dovranno seguire le indicazioni riportate di cui al punto C8.A.5.6. Si ricorda che nel caso di placcaggio (betoncino armato) questo deve essere realizzato su ambedue le facce della parete. I placcaggi su un solo lato non sono, di norma, da considerarsi efficaci ai fini dell'incremento della rigidezza del pannello murario.

1.4 Indicazioni dimensionali e costruttive

Si ritiene che siano da evitare i seguenti interventi:

- eliminazione totale di una parete portante o di controvento. Tale intervento può essere ammissibile se inquadrato all'interno di una verifica più ampia rispetto a quella del generico interpiano;
- apertura di porte o finestre nelle pareti che lascino una mazzetta muraria laterale residua inferiore a 50 cm (escluso lo spessore del muro ortogonale). Tale limitazione non si applica nel caso in cui la parete oggetto di rinforzo prosegua oltre il muro ortogonale.

Con il mancato rispetto delle suddette indicazioni non decade la possibilità di considerare l'intervento come "locale", fatto salvo l'obbligo di estendere il campo delle verifiche e degli interventi, per i quali sarà necessaria una valutazione caso per caso. In questa eventualità occorrerà una particolare cura della progettazione esecutiva di dettaglio che dovrà essere accuratamente esposta negli elaborati progettuali, in modo da assicurare comunque un efficace collegamento tra le murature ed un effettivo aumento delle condizioni di sicurezza locali.

Non sono ammissibili, all'interno della tipologia degli "interventi locali", i seguenti interventi:

- inserimento di cerchiature a cavallo nelle intersezione delle murature;
- inserimento dei montanti nello spessore dei muri trasversali (ovvero nell'incrocio murario)
- apertura di porte o finestre nelle pareti perimetrali esterne a distanza inferiore ad 1 m dall'angolo compreso lo spessore del muro trasversale, fatto salvo eventuali obblighi derivanti da altre normative oppure da esigenze ineludibili da valutarsi volta per volta.

Inoltre:

- lo "spostamento" di porte o finestre nell'ambito della stessa parete muraria (chiusura e riapertura adiacente del vano) sono da considerarsi ammissibili anche se occorre tener presente che è opportuno rispettare il più possibile l'allineamento verticale delle aperture anche nelle pareti interne all'edificio. Il riallineamento di aperture può consentire la semplice realizzazione dell'architravatura; il disallineamento, di norma da evitare, comporta la realizzazione di opportuni provvedimenti di rinforzo.
- La chiusura di nicchie, vani porta, canne fumarie o finestre deve generalmente avvenire per tutto lo spessore e con materiali che ripristino la continuità strutturale. La nuova muratura deve essere convenientemente ammorsata ai lati e calzata a forza superiormente. La qualità e la tipologia della muratura devono essere compatibile con quelle della parete esistente.

Ai fini di valutare se un intervento che prevede la creazione di nuove aperture all'interno di un edificio in muratura sia da classificarsi come "intervento locale" oppure richieda verifiche di livello superiore, si può fare riferimento al seguente criterio:

- facendo riferimento alla "unità immobiliare" oggetto degli interventi, si valuta l'area della muratura resistente nelle due direzioni principali, A_{x1} e A_{y1} , nello stato attuale
- si valuta l'area di muratura resistente nelle due direzioni principali nello stato di progetto, A_{x2} e A_{y2} prescindendo dalle opere di rinforzo previste o già realizzate con precedenti interventi;
- se $A_{x2}/A_{x1} > 85\%$ e $A_{y2}/A_{y1} > 85\%$ l'intervento può essere considerato come locale, restando valide le indicazioni dimensionali e costruttive sopra indicate.

La nuova distribuzione delle aperture interne, oltre a prevedere idonee opere di rinforzo, deve essere tale da non alterare in modo sensibile la struttura resistente di piano ed il livello di regolarità della struttura.

2. Interventi sui solai

2.1 Indicazioni generali e raccomandazioni

Ai fini della classificazione come “interventi locali” sono da evitare le sostituzioni di solai esistenti con altri le cui caratteristiche, peso, tipologia e rigidità, siano sensibilmente diverse da quelle originarie.

In particolare con le sostituzioni dei solai si dovrà:

- mantenere, se possibile, la stessa orditura;
- non aumentare significativamente il peso a mq (<10% della somma dei pesi permanenti e portati), mantenendo anche inalterato il valore del carico di esercizio relativo alla destinazione d'uso;
- non modificare significativamente la rigidità di piano;
- non modificare significativamente la quota di imposta dei solai di piano (± 30 cm circa), fatta eccezione per possibili riallineamento in quota con i solai adiacenti.

Lo scollegamento di una parete dal solaio, particolarmente nel caso che la stessa sia esterna, (es. inserimento di un vano scala) comporta necessariamente opere di rinforzo sulla parete stessa in quanto privata del controvento orizzontale precedentemente offerto dal solaio.

Ed inoltre, oltre alle indicazioni esecutive contenute nella Circolare esplicativa App. C8.A.5.3 e C8.A.5.4 è opportuno:

- mantenere i nuovi solai alla medesima quota di quelli adiacenti;
- uniformare il nuovo solaio alla tipologia, peso e rigidità di quelli adiacenti;
- ancorare efficacemente i solai lungo tutto il loro perimetro ed in maniera diffusa alle pareti, siano esse portanti o di controvento, evitando cordolature in breccia ma preferendo connessioni locali e diffuse (inghisaggi, incatenamenti con capochiave in facciata, collegamenti con i solai adiacenti, ...);
- nel caso di solai in legno, assicurare l'efficace collegamento tra le varie orditure (travi con travicelli, travicelli con tavolato) con opportune chiodature o connettori;
- i cordoli in c.a., se previsti, devono essere limitati in altezza (spessore del solaio o dell'orditura secondaria) fermo restando la necessità dei collegamenti di tutti gli elementi concorrenti.

Negli interventi di consolidamento dei solai, finalizzati al recupero della capacità portante o al miglioramento dei loro collegamenti con la compagine muraria si raccomanda l'utilizzo delle tecniche suggerite dalla normativa citata, per altro analoghe a quelle già conosciute.

L'utilizzo di materiali innovativi (ad esempio FRP) deve avvenire secondo le indicazioni del punto C8.A.7.3 se essenziali al conferimento di livelli di resistenza e/o duttilità richiesti.

2.2 Cambio di destinazione d'uso

Il cambio di destinazione d'uso da sottotetto da “non abitabile” a “abitabile” se accompagnato da rifacimento completo del solaio di calpestio e/o copertura (raggiungimento di un'altezza utile di interpiano compatibile con l'abitabilità), comporta la classificazione dell'intervento almeno come miglioramento, fatto salvo quanto riportato al p.to 8.4.1 (intervento di adeguamento). Nel caso di rifacimento parziale del solaio di calpestio e/o copertura la valutazione sarà effettuata caso per caso.

3. Interventi sulle coperture

Vale quanto già detto per i solai di interpiano con le ulteriori indicazioni previste al p.to C8.A.5.

4. Alcune considerazioni sugli interventi di miglioramento

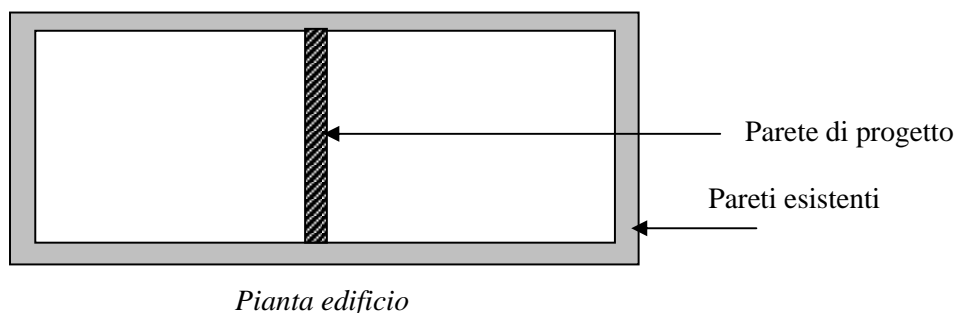
In base a quanto indicato ai punti 8.4.2. delle NTC e al C8.4.2 della Circolare la valutazione della sicurezza per gli interventi di miglioramento è obbligatoria e finalizzata a dimostrare con metodi analitici “l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.”

Tuttavia non è da escludersi la possibilità che vi possano essere casi particolari e specifici nei quali l'intervento di progetto sia inequivocabilmente migliorativo e che tale risultato sia chiaramente apprezzabile

anche con verifiche semplificate.

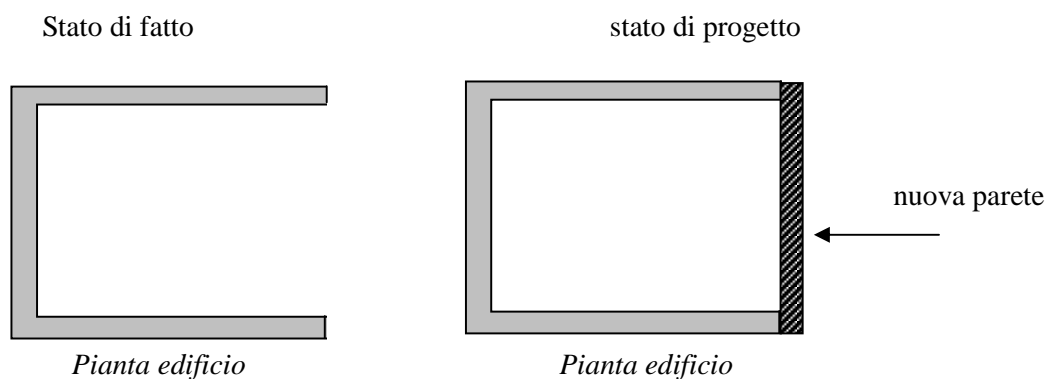
A titolo di esempio, per le strutture in muratura, si possono citare i seguenti esempi:

- inserimento di una parete di controvento in posizione pressoché baricentrica;



Tale intervento, pur introducendo nuovi elementi strutturali e modificando il comportamento sismico dell'edificio originario, risulta inequivocabilmente migliorativo. La valutazione del livello di sicurezza raggiunto (entità massima delle azioni cui la struttura può resistere) può essere valutato con metodi semplificati.

- inserimento di parete a chiusura della scatola muraria



Anche in questo caso, pur introducendo nuovi elementi strutturali e modificando il comportamento sismico dell'edificio originario, l'intervento risulta inequivocabilmente migliorativo. La valutazione del livello di sicurezza raggiunto (entità massima delle azioni cui la struttura può resistere) può essere valutato con metodi semplificati.

5. Altri interventi di modesta entità

Pur non essendo possibile elencare e descrivere tutti i possibili interventi connessi con le strutture esistenti, si rileva che alcune casistiche sono piuttosto ricorrenti.

In questa sezione si vogliono dare alcune indicazioni operative sia per le verifiche che per l'esecuzione, in quanto non pienamente rappresentate nelle NTC2008.

Il mancato rispetto di una o più indicazioni non esclude la classificazione dell'intervento come "locale" ma comporta, da parte del progettista, un'adeguata giustificazione della classificazione assunta.

balconi, gronde, sbalzi

La realizzazione di una struttura a sbalzo può essere considerata come non significativa per l'edificio esistente, e quindi classificata come "intervento locale", se ricorrono tutte le seguenti condizioni:

- a) la luce dello sbalzo sia inferiore a 160 cm
- b) la superficie dello sbalzo sia inferiore a 5,00 mq e comunque non superiore al 5% della superficie del piano
- c) il rapporto tra la lunghezza del balcone e la lunghezza della parete sia inferiore al 75%

Si dovrà tenere conto di altri analoghi interventi già eseguiti con riferimento alla situazione originaria dell'edificio.

logge, verande, porticati

La realizzazione di tali strutture, generalmente a piano terra, può essere considerata come non significativa per l'edificio esistente, e quindi classificata come "intervento locale", se ricorrono le seguenti condizioni:

- a) la profondità della loggia sia inferiore a 300 cm
- b) la superficie coperta della loggia sia inferiore a 20,00 mq
- c) il rapporto tra la superficie della loggia e quella del piano sia inferiore al 15%
- d) la copertura sia realizzata con materiali leggeri (max 100 kg/mq) e non sia praticabile

Si dovrà tenere conto di altri analoghi interventi già eseguiti con riferimento alla situazione originaria dell'edificio.

In tale tipologia possono rientrare anche le scale esterne.

riabilitazione dei sottotetti e rifacimento coperture

Ad eccezione dei casi descritti al precedente punto 2.2 i rifacimenti delle coperture, anche con modifiche che comportino modeste variazioni di pendenza o incrementi della quota della gronda, possono essere classificati come "interventi locali" se ricorrono le seguenti condizioni:

- ☒ non vi sia cambio di destinazione d'uso per il sottotetto;
- ☒ l'innalzamento del livello della gronda sia limitato alla esecuzione della cordolatura perimetrale e comunque contenuto entro il limite massimo di 50 cm
- ☒ la copertura, se sostituita, sia analoga in termini di massa e di rigidità, a quella precedente. In ogni caso dovranno essere realizzati tutti gli accorgimenti previsti dal p.to C8A.5.
- ☒ sia già esistente il solaio di calpestio. Potrà essere sostituito con altro analogo in termini di massa e rigidità, conformemente a quanto previsto dal p.to C8A.5. Non possono essere considerati solai i controsoffitti (cannicci, stuoie, cartongesso, ...). In tali casi la loro sostituzione potrà avvenire solo con altro controsoffitto, ovviamente non praticabile, ma conforme alle indicazioni del p.to C8.A.9.

scale esterne, impianti ascensore

A prescindere dagli adempimenti previsti dalle norme tecniche per la progettazione esecuzione e collaudo dei suddetti elementi, sarà possibile ancorare tali manufatti alle strutture esistenti, senza procedere a verifiche globali (miglioramento o adeguamento) se gli effetti reciprocamente trasmessi sono sostanzialmente trascurabili sia in termini di massa che di rigidità. Gli ancoraggi dovranno comunque essere correttamente dimensionati.

Documento approvato dal CTS nella seduta del 03/10/2012

Orientamenti interpretativi in merito agli interventi di sopraelevazione di edifici esistenti

Premessa

Gli interventi di sopraelevazione sono disciplinati, oltre che dall'art. 90 del DPR 380/01, anche dai commi 1 bis e 1 ter dell'articolo 102 della Legge regionale 1/2005 i quali prevedono che le sopraelevazioni *“sono consentite solo previa certificazione del progettista che specifica l' idoneità della struttura esistente a sopportare il nuovo carico”*. Tale certificazione *“è presentata dal richiedente al comune al momento della presentazione della richiesta di permesso a costruire o al momento della denuncia di inizio attività”*.

In caso di sopraelevazione ed ampliamento il punto 8.4.1 del DM 14 gennaio 2008 impone la valutazione della sicurezza e, se necessario, l'adeguamento sismico dell'intera struttura esistente, qualunque sia la tipologia prevista per la costruzione dell'opera in sopraelevazione.

Occorre, tuttavia, prendere atto dell'ampia casistica che si verifica sia nell'ambito delle costruzioni esistenti che delle possibili tecnologie utilizzabili per realizzare sopraelevazioni o addizioni volumetriche. Per questo si ritiene utile fornire indicazioni e orientamenti interpretativi finalizzati ad individuare una linea interpretativa comune e condivisa tra operatori delle pubbliche amministrazioni e tecnici professionisti.

A tal fine è utile richiamare il parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici relativamente ad un quesito posto dalla Regione Siciliana (prot. 0005558 del 13/6/2011) in merito alla realizzazione di coperture tecniche leggere in sommità ad edifici esistenti. In tale parere, fermi restando i principi del punto 8.4.1 delle NTC, si afferma che se *“gli elementi che si aggiungono [sulla copertura della costruzione] possono considerarsi secondari, quindi “portati”, non appare necessaria la verifica dell'intera costruzione”*. In questa fattispecie, oltre a quanto riconducibili ai casi di seguito esaminati, rientrano le semplici verande, i “gazebo”, gli arredi da terrazzo, i lucernari, le tende, le piccole serre o depositi in materiale leggero e di dimensioni modeste.

Gli esempi di seguito rappresentati, attraverso opportuni schemi grafici, sono riferiti ad alcune tipiche casistiche i cui criteri possono essere estesi anche a altri casi ad essi riferibili.

Ai fini del presente documento un sottotetto si ritiene abitabile se soddisfa i criteri di cui alla Legge regionale n. 5 dell'8 febbraio 2010.

CASO 1 – Sostituzione della copertura

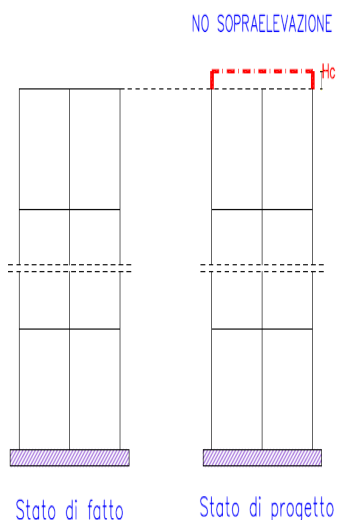
Non si configurano come sopraelevazione i casi in cui si preveda il rifacimento della copertura che comporti:

- incremento di altezza in gronda giustificato dall'esigenza di realizzare cordoli di sommità, e comunque di altezza non superiore a 50 cm;
- rimanga inalterato il numero dei piani abitabili dell'edificio (l'eventuale sottotetto non muta destinazione d'uso).

La valutazione della sicurezza del fabbricato esistente di cui al Cap. 8.3 delle NTC non è richiesta se l'incremento delle masse al piano è inferiore al 10% valutato secondo la combinazione “sismica” (formula 2.5.5 delle NTC) nel caso in cui venga modificata la tipologia del solaio.

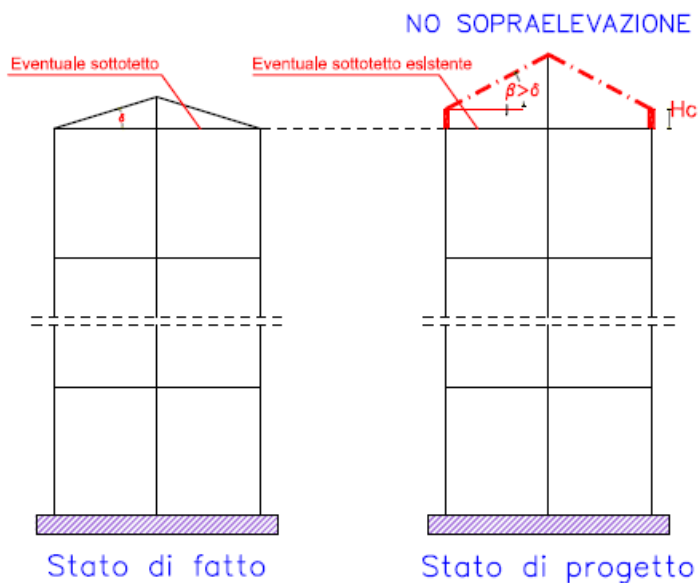
Si possono individuare le seguenti casistiche:

Caso 1/a – copertura piana



$H_c < 50$ cm, compreso il cordolo

Caso 1/b Modifica copertura a falde



$H_c < 50$ cm, compreso il cordolo

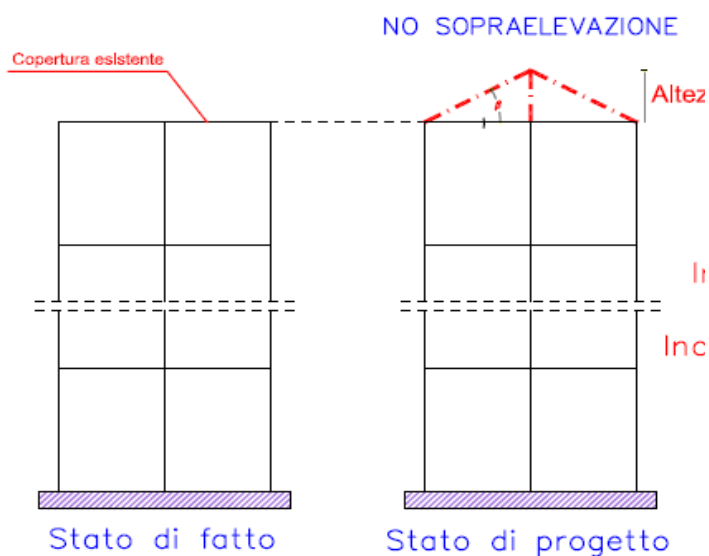
$\left\{ \begin{array}{l} \leq 20^\circ \\ = \square \text{ pendenza originaria} \end{array} \right.$

Non muta la destinazione del sottotetto

CASO 2 – Aggiunta di nuova copertura

Non costituisce sopraelevazione la realizzazione di un tetto a falde inclinate al di sopra dell'esistente copertura piana e non è richiesta la valutazione della sicurezza ai sensi del cap. 8 delle NTC, se ricorrono contemporaneamente le seguenti condizioni:

- la nuova copertura sia realizzata con materiali “leggeri” con peso permanente (strutturale e non strutturale) inferiore a 100 kg/mq;
- l'angolo di inclinazione della falda $\beta \leq 20^\circ$;
- il sottotetto, individuato tra solaio piano e nuova falda, non sia abitabile.



Falde di copertura più pesanti potranno essere ammissibili nell'ambito di interventi di miglioramento sismico

CASO 3 – Abbaini

La realizzazione di uno o più abbaini non costituisce sopraelevazione se sono soddisfatte contemporaneamente tutte le seguenti condizioni:

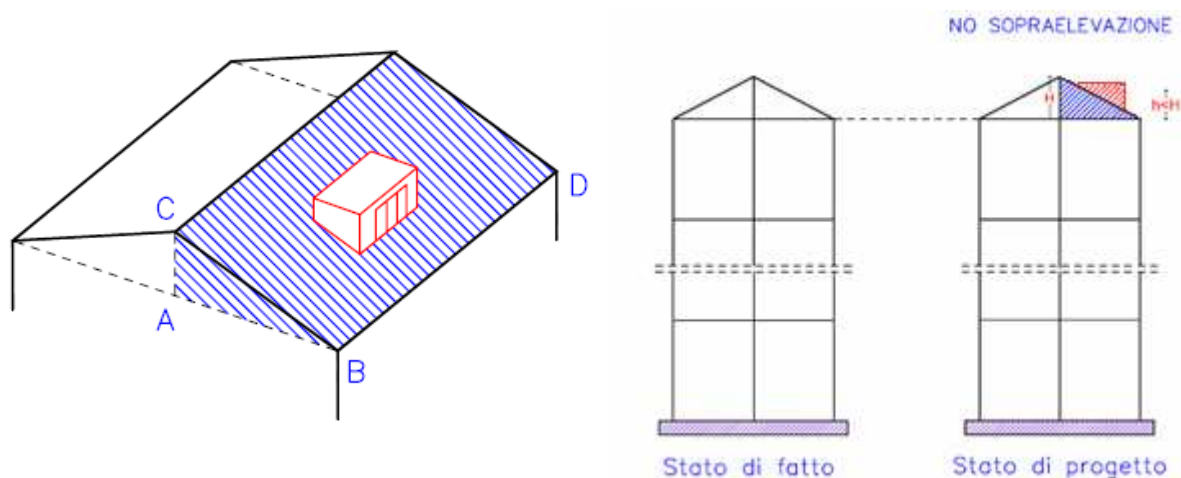
- il loro volume complessivo non supera del 30% il volume, misurato considerando l'area sottesa dalla falda interessata per la semi-differenza di quota tra gronda e colmo

$$V_{\text{sottotetto}} = AB \cdot BD \cdot AC / 2$$

$$V_{\text{abbaino}} \text{ (compreso la parte sotto il piano della falda inclinata)}$$

$$V_{\text{abbaino}} < 30\% V_{\text{sottotetto}}$$

- la loro altezza non supera l'altezza del colmo del fabbricato esistente ($h < H$)
- il volume del singolo abbaino, misurato per la parte eccedente la falda, sia inferiore a 10 mc.



4 - Addizioni volumetriche sulle coperture

(sostituisce l'analogo parere contenuto nel Documento CTS Quesiti 1/2010)

La innumerevole varietà delle costruzioni esistenti in termini di tipologia, volume, regolarità ed altre caratteristiche non consentono di identificare e valutare univocamente le possibili situazioni nelle quali l'intervento di progetto preveda una addizione volumetrica all'ultimo livello.

Tuttavia vi sono casi in cui l'addizione volumetrica, sempre a livello della copertura, sia oggettivamente di modesto rilievo per l'intera costruzione o comunque tale da non determinare la necessità di adeguare sismicamente tutto l'edificio.

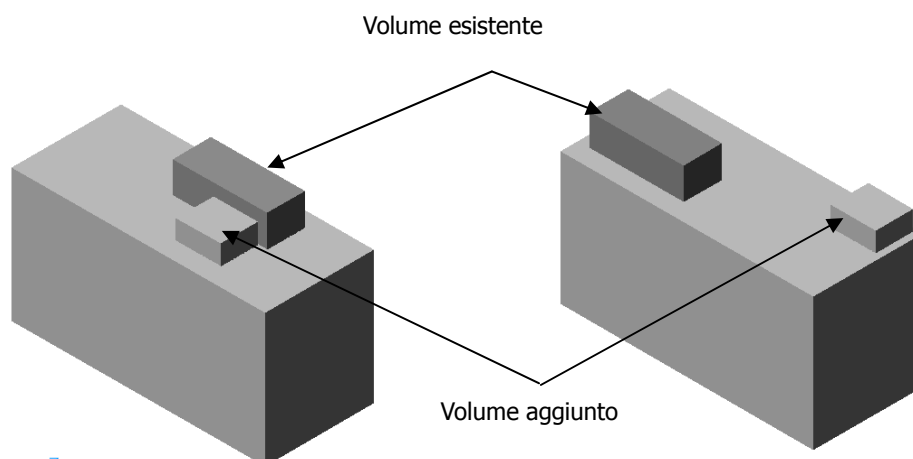
Il p.to 8.4 delle NTC, a differenza del precedente DM 1996, obbliga alla "valutazione della sicurezza" e, solo se ritenuto "necessario", all'adeguamento della costruzione.

In altre parole l'addizione volumetrica al livello della copertura in funzione della sua rilevanza può determinare l'adeguamento sismico dell'intero edificio, come previsto dal p.to 8.4 delle NTC, ma non necessariamente.

Premesso che occorre riferirsi alla situazione strutturale originaria dell'edificio così come ricostruibile nell'analisi storico-critica di cui al p.to 8.5.1 delle NTC e che l'intervento di progetto non determini un peggioramento della regolarità generale dell'edificio così come definita al p.to 7.2.2. delle NTC, si individuano i seguenti criteri in merito alla possibile classificazione dell'intervento e alla necessità di procedere o meno all'adeguamento sismico di cui al p.to 8.4.1 delle NTC:

a) interventi che possono essere ritenuti non rilevanti ai fini dell'edificio principale, classificabili come intervento locale (occorre comunque procedere alla valutazione locale della sicurezza dell'edificio):

- addizioni volumetriche, in copertura, di un volume complessivo inferiore al 10% del *volume esistente* alla medesima quota, con superficie in pianta inferiore al 10% della *superficie coperta* già esistente alla medesima quota, peso complessivo inferiore al 5% della massa presente valutato secondo la combinazione di carico "sismica (formula 2.5.5 NTC) alla medesima quota ed altezza inferiore a 3 m comunque non superiore a quella della porzione esistente alla medesima quota. Sono indispensabili tutte le verifiche locali necessarie sia per la struttura esistente che per la nuova. Per "*volume esistente*" e "*superficie coperta esistente*" si intendono quelli già presente e con la medesima destinazione d'uso di quello da aggiungere. Nel caso di coperture piane ci si può riferire al seguente schema grafico:



- realizzazione "una tantum" di nuovo piccolo ambiente accessorio all'unità immobiliare di competenza per un volume massimo di 30 mc ed altezza massima inferiore a 3,00 m. L'incremento di massa al piano deve essere inferiore al 3% di quella esistente, rivalutata secondo la combinazione

sismica (NTC 2.5.5);

- chiusura di terrazze a tasca con nuove falde:
 1. in prosecuzione di quelle esistenti, anche della stessa tipologia costruttiva;
 2. più alte di quelle adiacenti ma con coperture e tamponature leggere ed altezza interna inferiore a 3,00 m.

b) interventi che determinano modifiche di comportamento della struttura esistente per i quali sono applicabili le specifiche relative agli interventi di miglioramento (p.to 8.4.2 NTC, occorre procedere la valutazione della sicurezza dell'edificio):

- addizioni volumetriche non rientranti pienamente nei parametri del precedente p.to a) ma che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione non superiori all'8%, abbiano altezza inferiore a 3 m, siano inferiori al 30% della *superficie coperta esistente*, alla medesima quota. Per "*superficie coperta esistente*" si intende quella già presente e con la medesima destinazione d'uso di quello da aggiungere.

Indicazioni ulteriori e richiami

- a) Per quanto disposto dall'art. 90 del DPR 380/2001 è possibile sopraelevare di un solo piano un edificio in muratura, purché esso non sia mai stato oggetto di precedenti sopraelevazioni. Tale circostanza deve essere documentata dal progettista nella relazione generale del progetto nonché nella certificazione di cui all'art. 102 della Legge regionale 1/2005.
- b) L'aumento del numero dei piani all'interno del fabbricato esistente, ottenuto mantenendo inalterato il volume e la sagoma del fabbricato, non si configura come sopraelevazione, ma è soggetto all'applicazione della normativa per l'adeguamento o miglioramento sismico.
- c) Il cambio di destinazione d'uso da sottotetto da "non abitabile" a "abitabile" se accompagnato da rifacimento completo del solaio di calpestio e/o copertura (raggiungimento di un'altezza utile di interpiano compatibile con l'abitabilità), comporta la classificazione dell'intervento almeno come miglioramento, fatto salvo quanto riportato al p.to 8.4.1 (intervento di adeguamento). Nel caso di rifacimento parziale del solaio di calpestio e/o copertura la valutazione sarà effettuata caso per caso.
- d) Ad eccezione dei casi descritti al precedente punto c) i rifacimenti delle coperture, anche con modifiche che comportino modeste variazioni di pendenza o incrementi della quota della gronda, possono essere classificati come "interventi locali" se ricorrono le seguenti condizioni:
 - non vi sia cambio di destinazione d'uso per il sottotetto;
 - l'innalzamento del livello della gronda sia limitato alla esecuzione della cordolatura perimetrale e comunque contenuto entro il limite massimo di 50 cm
 - la copertura, se sostituita, sia analoga in termini di massa e di rigidità, a quella precedente. In ogni caso dovranno essere realizzati tutti gli accorgimenti previsti dal p.to C8A.5.
 - sia già esistente il solaio di calpestio. Potrà essere sostituito con altro analogo in termini di massa e rigidità, conformemente a quanto previsto dal p.to C8A.5. Non possono essere considerati solai i controsoffitti (cannicci, stuoie, cartongesso, ...). In tali casi la loro sostituzione potrà avvenire solo con altro controsoffitto, ovviamente non praticabile, ma conforme alle indicazioni del p.to C8.A.9.

Approvato definitivamente, con modifiche, nella seduta del 16/9/2015

QUESITI E PARERI

1. Redazione dei progetti

Q. NTC 10.2 *Validazione dei codici.*

Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.

R. La problematica della validazione del progetto e dei calcoli è interamente a carico del committente così come si evince dalla Circolare n. 617/09 al p.to 10.2. La validazione non è oggetto di deposito né di esame da parte del Genio Civile, nell'ambito delle competenze di cui alla LR 1/05.

La figura del validatore non può coincidere con quella del collaudatore. Infatti il validatore dei calcoli interviene attivamente nella fase progettuale e quindi risulta in contrasto con il rispetto dei criteri propri del collaudatore, espressi dall'art. 67 c. 2 del DPR 380/01.

Analogamente, con riferimento al p.to C8.3 della Circolare, per quanto riguarda gli interventi su edifici esistenti

2. Verifiche intermedie e strutture provvisorie

Q. NTC 2.2.3 *La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi. Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.*

R. Pur ribadendo la necessità di progettare correttamente tutte le fasi realizzative dell'opera, compreso le opere provvisorie necessarie, si ritiene che queste non debbano necessariamente far parte degli elaborati progettuali previsti dalla LR 1/05, sia per il deposito del progetti che per l'autorizzazione preventiva.

Fanno eccezione quelle opere che, pur assolvendo una funzione provvisoria, diventano parte integrante della struttura di progetto (es. paratie a sostegno di scavi che divengono parte del sistema fondale o di sostegno del terreno, a regime, dell'edificio).

3. Collaudo statico

Q. NTC 9 e Circolare C9.1 *Per consentire l'utilizzazione ovvero l'esercizio delle costruzioni disciplinate dalle NTC è necessario in ogni caso il preventivo rilascio del certificato di collaudo statico, contenente la dichiarazione di collaudabilità delle relative opere strutturali, da parte del Collaudatore.*

R. Si ritiene che, in base a quanto espresso in normativa (NTC), non sia possibile individuare opere per le quali possa essere omesso il deposito del collaudo statico, fatta eccezione per gli interventi locali, come previsto dal p.to 8.4. Tuttavia, vista la circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 19581 del 31/7/1979 che richiamava l'obbligatorietà del collaudo "soltanto per le strutture complesse in c.a, c.a.p. e per quelle metalliche" verrà proposto uno specifico quesito al Ministero delle Infrastrutture al fine di poter valutare la rivalidazione di tale circolare anche alla luce del DPR 380/01 e delle NTC.

Non vi è alcun obbligo di deposito del collaudo per le opere definite "non rilevanti" ai sensi dell'art. 12 del Regolamento n. 36/R/2009.

4. Verifiche SLE

Q. NTC 4.1.2.2 *Si devono effettuare le seguenti verifiche:*

- _ verifiche di deformabilità,*
 - _ verifiche di vibrazione,*
 - _ verifiche di fessurazione,*
 - _ verifiche delle tensioni di esercizio,*
 - _ verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità,*
- per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.*

R. Le verifiche SLE per gli edifici in c.a., pur essendo elencabili come indicato nelle NTC, potrebbero non risultare sempre necessarie. In particolare le verifiche di vibrazione e fatica devono essere effettuate solo se ricorrono condizioni oggettive di necessità, dettate da specifici utilizzi e/o richieste da parte del committente/utilizzatore (cfr. p.to 4.1.2.2.3 NTC)

5. Regolarità in altezza degli edifici in c.a

Q. NTC 7.2.2. - *f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*

R. Una tipica conformazione strutturale degli edifici in c.a o acciaio prevede la presenza di pareti controventanti (generalmente perimetrali) a livello del piano interrato o seminterrato ("scatola" di elevata rigidezza) mentre la parte in elevazione risulta prevalentemente intelaiata. Pertanto risulta una notevole differenza di rigidezza tra il primo livello (quello immediatamente sopra le fondazioni) ed il secondo.

Si ritiene che tale tipologia, ove siano rispettate le condizioni sotto riportate, sia sostanzialmente classificabile come "struttura a telaio" e vincolata al primo livello che, invece, è da ritenersi infinitamente rigido, qualora ricorrano tutte le seguenti condizioni:

- il primo livello (generalmente interrato) sia costituito da pareti in c.a per almeno il 75% del perimetro, al netto delle aperture,
- la differenza tra gli spostamenti orizzontali di un generico punto di controllo (generalmente da prendersi in sommità dell'edificio) considerando la struttura interamente libera di muoversi e con il primo livello bloccato orizzontalmente, deve essere < 10%;
- l'ordine e le forme modali significative dei due modelli strutturali di cui al punto precedente devono essere simili.

Tale posizione consente di classificare la struttura come "regolare" in altezza per la parte superiore nel caso in cui per essa siano verificate le condizioni di cui al p.to 7.2.2 (commi e,f,g,h) delle NTC.

7. Linee guida per interventi su edificio vincolati (Quesito Ing. Zingarelli)

Q. *Nelle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale il livello di protezione sismica viene differenziato in funzione dell'uso e della rilevanza del bene; molti assegnano a quest'ultimo concetto il solo significato di rilevanza culturale. Io credo che nella direttiva si voglia intendere anche e soprattutto una rilevanza legata alla sicurezza delle persone. Potrebbe cortesemente darmi chiarimenti al proposito?*

Se è vero quello che penso, può essere accettata, in generale, la seguente corrispondenza tra rilevanza delle Linee Guida e classi d'uso delle NTC2008:

Rilevanza limitata = Classe I e Classe II

Rilevanza media = Classe III

Rilevanza elevata = Classe IV

R. In generale non può essere stabilita una corrispondenza diretta ed univoca tra le Categorie di Rilevanza (p.to 2.4 della Direttiva) e le Classi d'uso (p.to 2.4.2 delle NTC) . Le Categorie di rilevanza sono da riferirsi esclusivamente alla natura e al valore del bene (artistico, architettonico, culturale, ...).

8. - Linee vita

Q. *Possibilità di poter considerare come eccezionale l'azione dovuta alla caduta dall'alto di cui alle UNI EN 795. La norma contempla, infatti, in tale categoria solo l'incendio, le esplosioni e gli urti; in realtà l'operatore che cade da una copertura, trattenuto da una "linea vita", riveste sicuramente un carattere di eccezionalità tale da poter permettere di utilizzare per la verifica degli ancoraggi la combinazione di carico relativa alle azioni eccezionali.*

R. Si concorda con la possibilità di considerare tali azioni come eccezionali.

9. Altezza dei fabbricati

Q. *Il punto 7.2.2 "Limitazione dell'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale" rinvia agli strumenti urbanistici la possibilità di stabilire eventuali limitazioni. Ciò sembra determinare un'incongruenza con quanto stabilito dall'art. 84 del DPR 380/01 che attribuisce alle norme tecniche tale funzione. Si chiede se, nel dubbio, prevalga la disposizione di legge (DPR 380/01) rispetto a quella della norma tecnica (NTC p.to 7.2.2) e se non si debba comunque continuare a riferirsi a quanto previsto al riguardo al p.to C.3 del DM 16.1.96.*

R. Senza entrare nel merito della presunta incongruenza tra le due disposizioni normative, si ritiene confermare che le NTC non pongono limitazioni esplicite all'altezza degli edifici in relazione alla larghezza stradale in quanto mirano a garantire determinati livelli prestazionali e capacitivi alle costruzioni. Pertanto allo stato attuale si ritengono superate le limitazioni previste al riguardo dal D.M. 16/01/0996, non esistendo limitazioni esplicite all'altezza degli edifici in relazione alla larghezza delle strade su cui prospettano.

10. Strutture in legno

Q. *Esiste la possibilità di considerare strutture miste legno-clc? E' necessario fare riferimento a precedenti pareri (ad esempio del Consiglio superiore dei Lavori pubblici) dato che l'art. 54 del DPR 380/01 nello stabilire quali siano i "sistemi costruttivi" non comprende combinazioni diverse oltre a quella di acciaio-clc?*

R. Senza entrare nel merito della presunta incongruenza tra le due disposizioni normative, si ritiene che le NTC non pongono esplicite limitazioni a strutture composte da diverse tipologie di materiali (cosiddette miste). Tuttavia, sussistendo incertezza su questo argomento verrà predisposto uno specifico quesito al Ministero delle Infrastrutture tramite il Coordinamento prevenzione sismica della Regione Toscana.

11. Collaudo statico

Q. *L'art. 67 del DPR 380/01, in merito al collaudo statico prescrive:*

“Quando non esiste il committente ed il costruttore esegue in proprio, è fatto obbligo al costruttore di chiedere, anteriormente alla presentazione della denuncia d’inizio dei lavori, all'ordine provinciale degli ingegneri o a quello degli architetti, la designazione di una terna di nominativi fra i quali sceglie il collaudatore.”

Si ritiene che non sia necessario procedere alla designazione di una terna quando committente e impresa siano soggetti giuridicamente distinti anche se con il medesimo legale rappresentante. Analogamente si ritiene che non vi siano specifici impedimenti nel caso in cui il collaudatore abbia interessi con uno dei soggetti (impresa, progettista, D.L.), per i quali si rinvii alla deontologia professionale.

R. Su tale argomento si richiama un precedente parere della DG Politiche territoriali e ambientali del 3/5/2007 che, affrontando l'argomento specifico, conclude:

“... la presenza di due soggetti giuridici distinti implica che ciascuno di essi (un imprenditore individuale, una società di persone o una società di capitali) sia centro di imputazione di rapporti giuridici (quali la committenza) e di tutte le conseguenze che ne derivano, restando ininfluyente – ai fini che ci riguardano – la possibile identità del legale rappresentante, che si assumerà le responsabilità nei confronti dei diversi soggetti rappresentati.”

Pertanto si ritiene condivisibile la posizione espressa nel quesito proposto.

12. Nuove costruzioni in muratura

Q. *Con specifico riferimento al 7.8.1.9 relativo alle costruzioni semplici si ritiene che nell'applicazione della Tab.7.8.III le percentuali di area minima di pareti resistenti in ciascuna direzione da considerare fanno riferimento al numero di piani della costruzione e non al numero di piani soprastanti il piano di verifica. In altre parole per un edificio in muratura ordinaria con 3 piani fuori terra e con $a_g S \leq 0,07g$ le percentuali di area minima di pareti resistenti in ciascuna direzione devono essere non inferiori al 4,5% per ciascun piano; non è invece condivisibile l'interpretazione secondo cui debba considerarsi il 4,5% se il piano oggetto di verifica ha 3 piani soprastanti, 4% se ne ha 2 e 3,5 se ne ha 1.*

R. Si concorda con quanto espresso nel quesito, precisando che nella tabella 7.8.II delle NTC la colonna “numero piani” si riferisce al numero dei piani totali dell'edificio.

13. Verifica di deformabilità negli edifici esistenti

Q. *Il punto 8.3 delle NTC riporta “La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.”*

Si chiede se in fase di controllo (ufficio pubblico preposto, collaudatore, ...) possano essere richieste espressamente le verifiche per gli SLE quale condizione per la positività del controllo stesso.

R. Si ritiene che, per quanto chiaramente indicato dal p.to 8.3, i livelli delle prestazioni attese relative alle verifiche per gli SLE debbano essere concordate esclusivamente tra Progettista e Committente. Il controllo sul progetto (sia da parte di un organismo pubblico che di altro soggetto) deve mirare a verificare che siano state rispettate le indicazioni del Committente se esplicitate.

14. Solaio negli edifici in muratura

Q. Il punto 7.8.1.4 recita: “I solai devono assolvere la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegate ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.”

Al punto 4.5.4 “Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidità, la ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri di controventamento.” “L’organizzazione dell’intera struttura e l’interazione ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, ed un comportamento d’insieme scatolare.”

Quesiti:

- Per le strutture in muratura la norma non fa esplicito riferimento alle geometrie sia globali del fabbricato che locali delle pareti: possono essere progettate forme curve o ad angoli non ortogonali se adeguatamente supportate dall’analisi strutturale?
- Nelle strutture in muratura possono essere utilizzate strutture di ripartizione delle sollecitazioni orizzontali fra le strutture di controventamento alternative ai solai piani (ad esempio rampe continue a bassa pendenza)?

R. In linea generale non è possibile escludere la possibilità di progettare, all’interno di un edificio in muratura, pareti con andamento curvilineo o con angoli non ortogonali. In tali casi il progettista dovrà valutare e giustificare tali scelte avendo comunque come riferimento, per quanto possibile, le prescrizioni e le indicazioni previste dalle NTC per le comuni pareti piane.

Analogamente non si può escludere che la controventatura di piano possa essere affidata, oltre che ai consueti orizzontamenti, ad altri sistemi purchè di comprovata efficacia, supportate da specifiche verifiche di stabilità e resistenza.

15. Pareti nelle strutture in c.a.

Q. Facendo riferimento al p.to 7.4.3.2 si pongono i seguenti quesiti:

- calcolo del fattore k_w per una generica parete. Non appare chiaro quale sia l’“altezza” da considerare e di cui parla la norma per il calcolo di α_0 . In particolare si intende per “altezza” quella riferita all’interpiano della parete o l’altezza totale (da fondazione a sommità)?
- nel caso in cui in una struttura vi siano, in ogni direzione dell’azione sismica, più pareti con dimensioni geometriche tra loro diverse, quale significato assume l’indicazione: “... α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti.”.?

R. Alla luce delle indicazioni date dalla normativa a riguardo delle pareti si può interpretare il termine “altezza” come altezza totale (da fondazione a sommità).

Nel caso in cui in una struttura vi siano più pareti con dimensioni geometriche tra loro diverse si ritiene prevalente la parete che porta alla definizione del k_w più basso (in quanto prevale sulle altre dal punto di vista del dimensionamento a vantaggio di sicurezza).

16. Costruzioni in muratura

Q. Un edificio realizzato in muratura armata, dotato di certificato di idoneità rilasciato dal Consiglio Superiore dei lavori pubblici, può derogare dal così detto “metro d’angolo in corrispondenza dei muri perimetrali”, prescritto al punto C5.1 del D.M. 16/01/1996?

R. Preso atto che il sistema costruttivo è dotato di specifico certificato d’idoneità e quindi anche di specifico metodo di calcolo, così come previsto dal D.M. 16/01/1996, si ritiene che le prescrizioni obbligatoriamente da rispettare siano quelle contenute in detto certificato.

17. Nuove costruzioni in c.a

Q. *Si fa riferimento al p.to 7.4.6.1.1 delle NTC. Spesso, per esigenze soprattutto di natura architettonica, risulta necessario introdurre travi totalmente esterne ai pilastri e che hanno uno o ambedue le estremità non confluenti nei pilastri o setti. Ad esempio le travi di partenza o sbarco delle scale, zone in cui non è possibile realizzare pilastri allineati. Le prescrizioni normative di al punto 7.4.6.1.1 fanno riferimento solo ai nodi trave-pilastro, definendo anche specifiche limitazioni geometriche.*

- *Alla luce di ciò si deve dedurre che travi che insistono su travi non sono ammissibili?*
- *La norma, inoltre, cita espressamente solo i pilastri senza alcun riferimento ai setti; si deve dedurre che le limitazioni geometriche siano richieste solo ed esclusivamente per presenza di pilastri o tali limitazioni devono essere estese "per analogia" anche ai setti?*

R. *Relativamente al primo quesito si ritiene che, non esistendo un esplicito divieto, sia possibile realizzare travi che non convergano alle estremità nei nodi con i pilastri senza necessariamente comprendere tali elementi tra quelli "secondari".*

Per quanto riguarda il secondo quesito si ritiene che le prescrizioni indicate al 7.4.6.1, per quanto applicabili, debbano essere rispettate anche per i setti.

18. Nuove costruzioni in c.a.. Tamponature

(riferimento al punto 7.4.6.2.2)

Q. *Nelle costruzioni ordinarie è frequente il caso in cui in adiacenza ad un pilastro sia posizionata una finestra o addirittura siano presenti aperture ad entrambi i lati del pilastro. In questa sede ci riferiamo a finestre di specchiatura ordinaria per abitazioni uffici etc. con esclusione di finestre a nastro. In tali situazioni deve essere ritenuto cogente il punto 7.4.6.2.2 per quanto riguarda la staffatura?*

R. *Si ritiene che le indicazioni del p.to 7.4.6.2.2 siano cogenti ogni qual volta si rilevi una situazione della tamponatura che possa indurre una significativa riduzione dell'altezza libera di calcolo del pilastro.*

19. Strutture di fondazione in c.a.

Q. *Riferimento ai punti 7.2.5 e 7.4.6*

- a) *per le travi di fondazione (per strutture in c.a., muratura, legno, acciaio, etc..) è necessario rispettare i limiti riportati al punto 7.4.6 e successivi o è sufficiente solo rispettare l'armatura minima pari al 0,2% di cui al 7.2.5?*
- b) *la percentuale minima di armatura in fondazione, pari allo 0.2% Ac, è riferita alle travi mentre non sono indicate prescrizioni per le platee, i plinti, le fondazioni dei muri di sostegno, le fondazioni delle strutture in muratura. Quanto deve essere il minimo di armatura per questo tipo di fondazioni?*

Relativamente al primo quesito si ritiene che per le travi di fondazioni non sia necessario il rispetto di quanto previsto al p.to 7.4.6, restando fermo il limite di armatura pari allo 0,2% della sezione geometrica, sia inferiormente che superiormente e per tutta la lunghezza della trave

Per quanto riguarda il secondo quesito e relativamente alle platee di fondazione si può fare riferimento al Eurocodice 8 punto 5.8.2.4.

20. Costruzioni in muratura. Fondazioni

Q. *Nella realizzazione di nuovi edifici in muratura portante da ubicarsi in zone dove risulta possibile la risalita di umidità, si propone di introdurre una guaina elastomerica ($s=4$ mm), con sovrastante letto di malta ($s=6$ cm), tra nervatura di fondazione e cordolo c.a. del solaio piano terra. Per assicurare la corretta trasmissione delle azioni sismiche, si propone di disporre coppie di barre metalliche verticali $D=16$ mm passo 20 cm per collegare fondazione e cordolo c.a.. Tali barre sono previste passanti sia la guaina elastomerica che il letto di malta, ancorate nel sovrastante cordolo.*

Prevedendo che:

- *i carichi verticali siano prudenzialmente affidati alle sole barre metalliche verticali per le quali vengano esclusi fenomeni di instabilità;*
- *i carichi sismici allo SLD siano tali da indurre spostamenti orizzontali relativi, nello spessore di 6 cm, molto bassi non comportando fessurazione del letto di malta;*
- *i carichi sismici allo SLV siano tali da indurre azioni che soddisfino le verifiche delle barre metalliche di collegamento e che inoltre gli spostamenti orizzontali relativi, nello spessore di 6 cm, siano comunque minimi;*
- *gli effetti dissipativi, pur presenti, non vengano messi in conto;*

si chiede se l'approccio progettuale sia condivisibile.

R. Si ritiene che la soluzione progettuale proposta sia condivisibile. Tuttavia si ritiene di precisare che l'interposizione di guaine elastomeriche tra le fondazioni e l'elevazione in muratura deve essere sempre accompagnata da opportune verifiche e accorgimenti esecutivi specifici, atti a scongiurare scorrimenti conseguenti alle azioni orizzontali che possono interessare la struttura. Tali dettagli devono essere chiaramente riportati nel progetto esecutivo.

21. Travi tralicciate in acciaio, conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante

Q. *Nel paragrafo 4.6 si prevede l'uso nelle opere di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante solo previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale.*

Con voto n.116/2009, di recente pubblicazione, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha approvato le "Linee guida per l'utilizzo di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure per il rilascio dell'autorizzazione all'impiego" nelle quali le varie tipologie di travi tralicciate vengono ricondotte a tre possibili categorie:

- *strutture composte acciaio-calcestruzzo*
- *strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso*
- *strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle categorie a e b.*

Secondo quanto riportato al paragrafo 4 delle suddette Linee Guida, nel caso di travi appartenenti alle prime due categorie il produttore dovrà ottenere un'esplicita "conferma" di ciò dal Servizio tecnico Centrale previa presentazione di apposita "relazione"; per le travi appartenenti alla terza categoria, invece, ciascun produttore dovrà richiedere allo stesso Servizio Tecnico Centrale l'autorizzazione all'impiego.

Alla luce di quanto sopra e nell'attesa che i produttori possano dotarsi di quanto richiesto dalle NTC 2008 nonché dalle Linee Guida, si chiede se, sia ammissibile l'uso di tali elementi strutturali anche in assenza dell'"autorizzazione" o della "conferma" di cui al punto 4 delle citate linee guida.

R. Si ritiene che l'impiego delle travi appartenenti alla categoria c (strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle categorie a e b) sia necessariamente subordinato al rilascio dell'autorizzazione del Servizio Tecnico centrale.

Si ammette, invece, l'uso di travi tipo a (strutture composte acciaio-calcestruzzo) e tipo b (strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso) anche in assenza della citata "conferma" del Servizio Tecnico Centrale purché venga fornita da parte del tecnico progettista un'apposita dichiarazione di appartenenza a tali categorie corredata dalla ricevuta della trasmissione al Servizio Tecnico Centrale della documentazione richiesta dalle stesse Linee Guida.

22. Scale interne

Q. *L'art. 12 del Regolamento n. 36/R (D.P.G.R. 9/07/2009) elenca alcune tipologie di opere per le quali non è necessaria la richiesta di autorizzazione né il preventivo deposito del progetto. In particolare la lett. m) del citato articolo comprende "le scale di collegamento interne, in legno o metallo, generalmente prefabbricate, per un solo piano e di larghezza inferiore a novanta centimetri, purché la necessaria demolizione di porzione del solaio non comprometta la staticità della struttura, né il suo comportamento statico". Sembra, pertanto,*

che l'esclusione dagli obblighi di autorizzazione o deposito progetto per tali tipi di scale sia limitato ad un solo piano o dislivello.

Può verificarsi il caso in cui la medesima unità immobiliare si estenda su tre o più piani e si preveda la realizzazione di singole rampe di collegamento interne tra i vari piani.

Si chiede se tali scale possano rientrare o meno nella fattispecie di cui alla lettera m) dell'art. 12 del Regolamento 36/R.

R. Si tratta in questi casi di singole rampe, generalmente prefabbricate e definite "in arredo", che vanno dal solaio inferiore all'orizzontamento superiore. Ogni singola rampa di scale risponde ai criteri del Regolamento in quanto si tratta di scale di collegamento interne all'unità immobiliare, sono realizzate in legno o metallo, di larghezza inferiore ai 90 cm il cui inserimento non comporta alterazioni significative della staticità della struttura né modifiche del suo comportamento sismico.

Si ritiene che il caso proposto sia compatibile con i criteri di cui all'art. 12 del Regolamento 36/R a condizione che nell'ambito delle proprie valutazioni di competenza il progettista abbia escluso effetti che possano compromettere la staticità globale e locale della struttura principale e/o il suo comportamento sismico.

23. Numerosità dei controlli di accettazione in cantiere per l'acciaio da c.a.

Q. Il punto 11.3.2.10.4 Controlli di accettazione in cantiere le NTC 2008 recita:

"I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti."

Pertanto sembrerebbe che il campionamento debba essere eseguito "con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2" che recita:

"11.3.2.10.1.2 Prove di qualificazione

Il laboratorio incaricato deve effettuare, senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 75 saggi, ricavati da tre diverse colate o lotti di produzione, venticinque per ogni colata o lotto di produzione, **scelti su tre diversi diametri opportunamente differenziati, nell'ambito della gamma prodotta.** Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica. Sui campioni vengono determinati, a cura del laboratorio incaricato, i valori delle tensioni di snervamento e rottura f_y e f_t l'allungamento A_{gt} ed effettuate le prove di piegamento."

Dalla lettura del punto sopra riportato si ricava che le modalità da adottare che si possono estendere al controllo di accettazione in cantiere possono riguardare due aspetti:

- a) le grandezze da rilevare: tensioni di snervamento e rottura f_y e f_t l'allungamento A_{gt} e prove di piegamento;
- b) i provini devono essere ricavati scegliendo su tre diversi diametri opportunamente differenziati nell'ambito della gamma "utilizzata nello specifico cantiere".

Assumendo che le modalità da adottare riguardino sia il punto a) che il b) gli spezzoni da sottoporre a prova risultano $3 \times 3 = 9$.

Naturalmente se le modalità da adottare sono solo relative al punto a) gli spezzoni da sottoporre a prova risultano 3 tutti dello stesso diametro.

Si chiede alla Comitato di esprimersi circa le modalità da utilizzare per effettuare i controlli di accettazione in cantiere.

R. Si ritiene che si debba fare riferimento a quanto espressamente indicato dalla Circolare al punto C.11.3.2.10.4. Controlli di accettazione in cantiere.

“Il campionamento viene generalmente effettuato su tre diversi diametri opportunamente differenziati nell’ambito di ciascun lotto di spedizione, in numero di 3 spezzoni, marchiati, per ciascuno dei diametri selezionati, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.”

24. Particolari esecutivi strutture in c.a. (Ing. Lisi)

Q. Disposizioni di dettaglio per le armature nelle strutture in c.a.

- 1) punto 7.4.6.2.4 pareti ultimo capoverso. Nella zona non critica l’armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2% è da intendersi come totale verticale (orizzontale) su entrambe le facce o 0.2% su una faccia sola?
- 2) punto 7.2.5. Per le platee il minimo di armatura è da riferirsi allo 0.2% delle travi da considerarsi in entrambe le direzioni sia superiormente che inferiormente?
- 3) armatura minima verticale nelle pareti controterra. E’ sufficiente verificare la resistenza al taglio senza armatura specifica armatura secondo la formula 4.1.14 o è necessario disporre anche per la parete un armatura minima in elevazione pari allo 0.2% su entrambe le facce?
- 4) in riferimento alla formula 4.1.14 il rapporto $\rho_l = A_{sl}/b_w * d$ per A_{sl} si intende la somma complessiva dell’armatura tesa e compressa o solo tesa come indicato nell’Eurocodice2?

R. In merito al primo quesito si ritiene che il valore indicato pari allo 0.2% sia da ritenersi complessivo sulla sezione. In altre parole il minimo per ogni faccia della parete è da intendersi pari allo 0,1%.

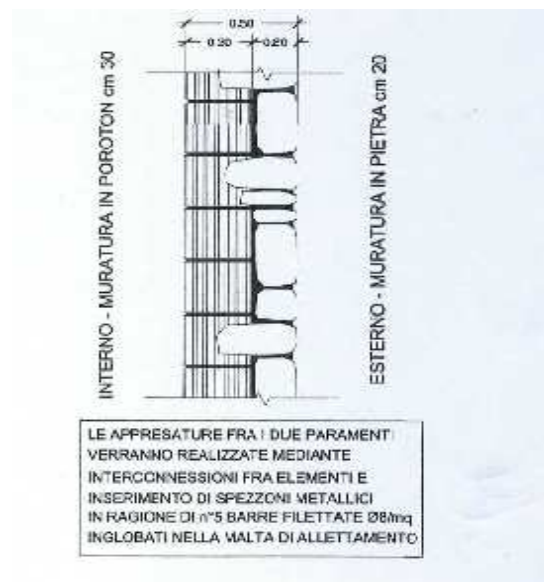
Il secondo quesito è già stato affrontato nel documento Quesiti 1/2011 al quale si rimanda.

Si rileva che il terzo quesito non risulta chiaramente formulato. Si è comunque del parere che per le pareti controterra con la sola funzione di sostegno del terreno si debba necessariamente rispettare il minimo dello 0,2% di armatura sull’intera sezione (0,1% su ogni faccia) per la flessione fuori dal piano, non essendo in genere necessaria una specifica armatura a taglio per azioni perpendicolari alla parete.

In merito al quarto quesito si ritiene che il rapporto $\rho_l = A_{sl}/b_w * d$ sia riferito alla sola armatura tesa, ovvero a quella che risulta realmente impegnata per le sollecitazioni taglianti.

25. Muratura “mista” (Ing. R. Veneziani)

Q. E’ consentito eseguire un nuovo edificio in muratura con paramenti in laterizio (pieno o alveolare) sul lato interno e in pietra sul lato esterno, con ammorsamenti efficaci tra i due materiali che rendono la parete monolitica, computando come resistente l’intera sezione ma con il valore di resistenza caratteristica più basso tra i due materiali ?



R. La norma non nega espressamente possibilità di usare tipologie di elementi diversi nella formazione del pannello murario (nel caso in questione elementi in laterizio ed elementi in pietra naturale). Non potendo definire in maniera specifica le caratteristiche meccaniche ed elastiche di una parete così composta facendo riferimento alle norme tecniche vigenti, si ritiene indispensabile per l'utilizzo di tale tecnologia, una sperimentazione specifica e una valutazione del Servizio tecnico Centrale presso il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Cautelativamente si ritiene non applicabile la semplice riduzione delle caratteristiche meccaniche, così come proposto dal progettista.

26. Strutture in muratura - Cordoli in c.a. (Ing. M. Righi)

Q. *La normativa tecnica di cui al DM 14.1.2008 per le costruzioni in muratura (p.to 7.8.5.1) impone che l'arretramento del cordolo rispetto al filo esterno della muratura sia non superiore a 6 cm.*

Alla luce degli aggiornamenti normativi per quanto riguarda la coibentazione termica dell'edificio (vedi decreto legislativo n. 192/05 e successive modifiche con decreto legislativo n. 311/06), con l'arretramento indicato risulta particolarmente difficoltoso contenere la dispersione termica determinata dalla presenza del cordolo in cemento armato (ponte termico).

Si chiede se, in considerazione del fatto che la dimensione di arretramento proposta in normativa è pari al 25% dello spessore minimo della muratura portante ($24 \text{ cm} \times 0.25 = 6 \text{ cm}$) questa percentuale di arretramento (25%) possa essere utilizzata anche per murature portanti di alto spessore (36.5, 42.5, 49 cm) necessarie per raggiungere un valore di isolamento termico come da normativa senza dover ricorrere all'uso di cappotti esterni o di pareti a cassetta con isolamento in intercapedine.

A titolo di esempio esempio:

muro di spessore $36.5 \text{ cm} \times 0.25 = 9.13 \text{ cm}$ arretramento massimo cordolo

muro di spessore $42.5 \text{ cm} \times 0.25 = 10.63 \text{ cm}$ arretramento massimo cordolo

muro di spessore $49.0 \text{ cm} \times 0.25 = 12.25 \text{ cm}$ arretramento massimo cordolo

R. L'arretramento del cordolo rispetto al filo esterno della muratura, introdotto esplicitamente già con il DM 16.1.1996 (p.to C.5.1), trova utile applicazione e giustificazione proprio nella limitazione della trasmittanza termica dell'involucro esterno dell'edificio. L'entità di tale arretramento è univocamente fissata nel suo valore massimo senza possibilità di deroghe, seppur motivate dalle considerazioni esposte dal progettista. Inoltre è facilmente comprensibile che arretramenti maggiori (anche in presenza di spessori murari più elevati) potrebbero comportare un negativo e permanente stato di pressoflessione nel piano di minor rigidezza delle pareti.

27. Regolarità in pianta degli edifici ai fini dell'applicabilità del metodo semplificato per il dimensionamento strutturale di edifici in muratura

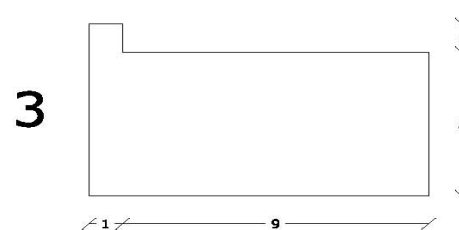
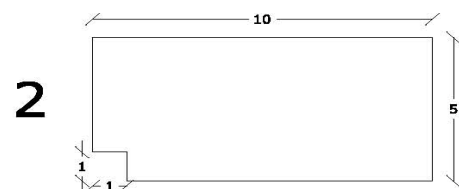
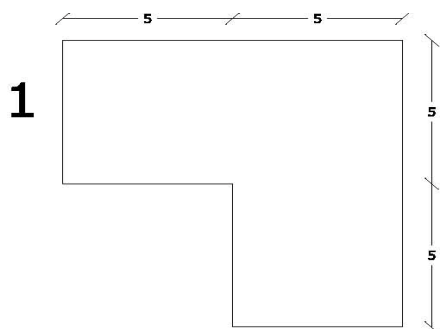
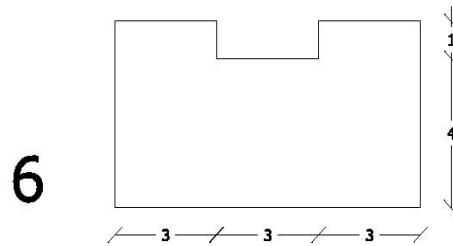
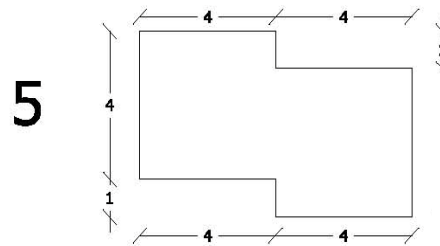
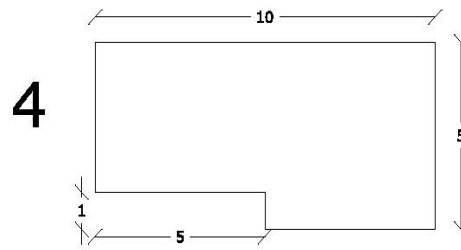
Riferimento ai p.ti 4.5.6.4, 7.8.1.9 e 7.2.2 NTC

Q. *Il punto 7.2.2. delle NTC 2008 cita la seguente condizione che deve essere rispettata al fine di poter considerare regolare in pianta l'edificio e quindi poter applicare la verifica semplificata:*

“Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione”.

Mentre nel caso 1) sotto riportato è evidente che rientri e sporgenze superano il 25% limite di norma, nei casi 2) e 6) la lettura più o meno letterale potrebbe indurre a non considerare applicabile il metodo semplificato, per quanto sia evidente che geometricamente ci si discosta davvero poco dalla figura regolare più vicina (rettangolo inscritto o circoscritto).

Si chiede pertanto se sia ragionevole ritenere rispettato il criterio di regolarità suddetta, nei casi 2) e 6).



R. Si ritiene ragionevole interpretare come regolari i casi 2) e 6) esaminati, coerentemente con le indicazioni del testo normativo, intendendo che il limite del 25% va applicato all'elemento sporgente, rispetto alla dimensione prevalente dell'edificio, nella corrispondente direzione.

28. Livelli di conoscenza strutture in c.a.

Q. Dovendo procedere alla verifica sismica di un edificio sanitario con struttura in c.a. di recente costruzione (1995-2000), progettato in assenza di classificazione sismica del comune interessato e disponendo degli elaborati grafici, delle specifiche tecniche di progetto, dei certificati di prova dei materiali (barre di acciaio e calcestruzzo) e del certificato di collaudo statico, si richiede se, al fine di determinare il livello di conoscenza per tale edificio:

- sia obbligatorio seguire il numero di prove prescritte dalla Circolare n. 617 del 02/02/2009 nella Tab. C8A.1.3;
- sia ammissibile la deroga dalla Circolare per tale struttura, con la documentazione disponibile;
- quali sono i parametri da adottare per desumere un quantitativo di prove significativo per testare la bontà dei risultati riportati nei certificati allegati al Collaudo.

R. La Tab. C8A.1.3a definisce “orientativamente” i livelli di rilievo e le prove per edifici in c.a.. Si riportano di seguito le NOTE ESPLICATIVE alla tab. C8A.1.3 :

“Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

- *Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.*
- *Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.*
- *Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.*
- *Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.”*

Per quanto sopra si ritiene ammissibile :

- derogare dalle prove sugli acciai poiché l'identificazione della classe di acciaio può essere ricavata dalle specifiche di progetto e dai certificati allegati alla relazione finale;
- sostituire alcune prove distruttive sul cls (non più del 50%) con un numero triplo di prove non distruttive;
- variare il numero di provini riportato in Tab. C8A.1.3 in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale.

29. Piani interrati o seminterrati di edifici in muratura.

Q. *E' consentito realizzare al piano interrato di edifici in muratura le pareti esterne in c.a., quelle interne in muratura, ben ammassate a quelle in c.a.?*

R. Facendo riferimento a quanto previsto ai punti 4.5.4 (8° cpv) e 7.8.1.8 delle NTC si deduce che l'eventuale piano interrato o di prima elevazione deve essere interamente formato da pareti in c.a., escludendo la possibilità di realizzare un sistema misto collaborante muratura-c.a. al medesimo livello. Tuttavia si ritiene che sia possibile la presenza di pareti in muratura nel piano interrato, anche per sostenere carichi verticali, purchè:

- le pareti murarie siano valutabili come elementi “secondari” così come definiti al punto 7.2.3, ovvero che il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali di tali pareti non superi il 15% dell'analoga rigidezza degli elementi in c.a..
- il piano interrato sia coperto con un solaio in c.a. di elevata rigidezza nel piano, capace di ridistribuire efficacemente le azioni orizzontali trasmesse dalla struttura in elevazione alle pareti in c.a..

30. Metodo costruttivo a pannelli portanti realizzati con blocco cassero e cls debolmente armato. Possibilità di utilizzo in zona sismica. PARERE

A seguito di specifici quesiti si esprime un parere circa la possibilità di utilizzo in zona sismica del suddetto metodo costruttivo. Di seguito si riassumono le caratteristiche essenziali del sistema:

- blocco cassero, in materiale vario, con getto di riempimento in cls ed armatura verticale e orizzontali in acciaio;
- possibilità di armatura verticale sia monostrato disposta in asse che a due strati opposti;
- armatura orizzontale o singola o doppia;
- getto non completamente monolitico per la presenza delle pareti trasversali dei blocchi cassero;
- resistenza e rigidezza del blocco cassero trascurati nel calcolo;
- disposizione e quantitativi delle armature diversi da quelli prescritti per le strutture in c.a.;

Premesso che:

- il p.to 4.1.5. delle NTC2008 prevede che *“La resistenza e la funzionalità delle strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità. La procedura di prova e di interpretazione delle misure sarà effettuata secondo norme di comprovata validità.”*
- il capitolo 12 delle NTC2008 prevede che *“..in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:*
 - *Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*
 - *Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale*

Visto il parere della Prima Sezione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n° 117 del 10/02/2011 con cui sono state approvate le *“Linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera”*, pubblicate nel Luglio 2011 e di seguito denominate Linee Guida, di cui in allegato si riportano gli elementi salienti,

Ferme restando le responsabilità dei progettisti e dei direttori dei lavori in ordine alle scelte progettuali, alle ipotesi di calcolo ed alla conformità alla vigente normativa delle costruzioni realizzate con i metodi costruttivi di cui sopra,

si esprime parere favorevole

all'utilizzo in zona sismica, nel rispetto delle seguenti prescrizioni:

- la progettazione e l'esecuzione dei lavori devono essere conformi:
 - alle NTC2008 per i carichi, i sovraccarichi e i materiali, i requisiti di durabilità, per le fondazioni, per i criteri generali di progettazione e modellazione;
 - alle Linee Guida per le analisi, le verifiche strutturali, i dettagli costruttivi e quant'altro.

Si ricordano, in sintesi, i principali elementi di valutazione e progettazione:

- Per ogni tipo di pannello dovrà essere studiata e proposta una procedura di verifica basata su criteri consolidati e sperimentazione specifica. Per i criteri consolidati le CNR 10025/98 con i dovuti adeguamenti alle NTC08 sono un possibile riferimento.
- Il sistema costruttivo deve essere caratterizzato, nello spirito delle NTC08, mediante prove sperimentali di adeguata numerosità, in conformità alle Linee Guida.
- Le prove sperimentali devono essere eseguite e certificate da Laboratori autorizzati di cui all'art. 59 del DPR 380/01.
- Copia di tali certificati forma parte integrante del progetto esecutivo depositato presso l'Ufficio Tecnico del Genio Civile competente per territorio.
- Il Produttore deve predisporre, a cura di un tecnico abilitato, una relazione interpretativa dei dati sperimentali ottenuti.
- Nel caso in cui il modello di calcolo faccia ricorso a pannelli continui equivalenti, in luogo dei pannelli reali, l'equivalenza deve essere dimostrata per via numerica o per via sperimentale ripetendo le prove su pannelli continui equivalenti.
- I blocchi cassero devono essere privi di apprezzabili fuori piombo, devono garantire l'assenza di vuoti nel getto e la corretta sovrapposizione delle armature.
- I blocchi cassero devono essere marcati CE e dotati di un manuale di montaggio, posa e controllo che il produttore è obbligato a fornire.
- Il diametro massimo degli inerti costituenti il getto deve essere limitato a 16 mm. La consistenza del conglomerato non deve essere inferiore a S4. Le sovrapposizioni tra le armature di normativa devono essere amplificate di almeno il 50%.
- La concezione degli edifici deve essere scatolare e la classe di duttilità bassa (CDB).
- Il fattore di struttura è calcolato come $q=q_0 \times K_s \times K_r$ con q_0 non superiore a 2 - $K_s = 1.1$ per strutture irregolari in piante e 1.2 per strutture regolari in pianta - $K_r = 1$ per strutture regolari in altezza e 0.8 per strutture irregolari in altezza.
- Il fattore di struttura può essere superiore solo attraverso adeguati studi sperimentali e numerici ma in ogni caso q_0 non può essere superiore a 3.
- Per gli spessori nominali delle pareti si applicano le limitazioni delle NTC 08 (15 cm per pareti semplici - 20 cm per pareti accoppiate).
- Ogni produttore deve indicare nel manuale di montaggio le possibili modellazioni per le verifiche sia nei confronti degli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.
- Le pareti devono essere verificate a Flessione e Pressoflessione, a Taglio (taglio-compressione, taglio-trazione, taglio-scorrimento) e nei confronti dell'instabilità fuori piano, in conformità alle NTC 08. Per il taglio si deve far riferimento alla sezione equivalente definita nelle Linee Guida.
- Per le verifiche allo SLD si deve fare riferimento agli spostamenti relativi di interpiano che devono risultare essere di $0.002h$, con h = altezza di interpiano.
- Le armature sia orizzontali che verticali devono avere un diametro non superiore a 1/10 dello spessore della parete. Possono essere disposte su entrambe le facce delle pareti o su un solo strato centrale, in ogni caso il passo delle barre non deve essere superiore a 30 cm, in entrambe le direzioni.
- La percentuale geometrica di armatura verticale deve essere $p_v \geq 0.20\%$ - la percentuale geometrica di armatura orizzontale deve essere $p_o \geq 0.20\%$, i diametri delle barre sia orizzontali che verticali $\geq \varnothing 8$.
- In corrispondenza delle aperture devono essere presenti architravi armate con almeno $2\varnothing 12$ superiormente e $2\varnothing 12$ inferiormente.
- A cura del produttore devono essere forniti, oltre al manuale operativo-costruttivo-di montaggio, la scheda tecnica, i dettagli costruttivi tipo, la certificazione delle prove, la relazione interpretativa e gli esempi di calcolo.

Con il presente parere si intendono superati i precedenti pareri espressi in merito ad analoghi metodi costruttivi.

31. Azioni di progetto per le coperture

Q. Con riferimento al punto 2.5.3 e 3.1.4 delle NTC per quanto riguarda le azioni sulle coperture, occorre considerare la contemporaneità tra il carico neve e quello per manutenzione?

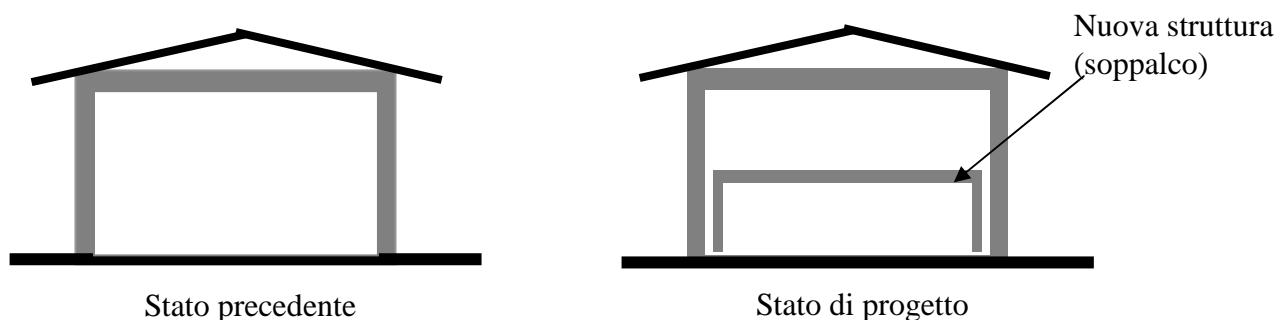
R. In relazione al disposto combinato dai punti 2.5.3 e 3.1.4 delle NTC, applicando la combinazione allo stato limite ultimo (formula 2.5.1) per le coperture accessibili per sola manutenzione si evince che prendendo la neve come carico di esercizio dominante il carico di esercizio da manutenzione ha coefficiente di combinazione ψ_{02} pari a zero e pertanto non vi è contemporaneità tra le azioni ma allorchè si prenda il carico da manutenzione come dominante, avendo la neve coefficiente di combinazione ψ_{02} diverso da zero, tale contemporaneità si manifesta. Pertanto ai fini della conformità alle norme tecniche vigenti ed in mancanza di istruzioni o chiarimenti ministeriali, sebbene tale contemporaneità appaia inverosimile nella pratica corrente tanto che nelle precedenti normative era esplicitamente esclusa, si ritiene che qualora essa risulti determinante ai fini dei dimensionamenti strutturali non possa essere trascurata.

32. Considerazioni in merito al quesito sulle nuove edificazioni, interne agli edifici esistenti, pervenuta dal Servizio tecnico centrale

PARERE

Premesso che questo CTS ha inoltrato al Consiglio Superiore dei Lavori pubblici il seguente quesito:

Nell'ambito degli interventi di riqualificazione edilizia di edifici esistenti, in particolar modo di quelli industriali, si presenta sovente, il caso nel quale viene prevista la realizzazione di una struttura interna e staticamente indipendente.



Tali interventi edilizi, pur senza alcuna modifica ai carichi e alle strutture esistenti, non sono esplicitamente contemplati tra quelli previsti al punto 8.4.1 e 8.4.2 delle NTC.

La mancata esecuzione di interventi di carattere strutturale sulle strutture originarie, o di modifica di classe o destinazione d'uso, sembrerebbe escluderne anche l'obbligo della valutazione della sicurezza, pur essendo in presenza di una riqualificazione funzionale dell'edificio che può portare anche al raddoppio della superficie utile.

Parallelamente le nuove strutture interne, staticamente e sismicamente indipendenti, vengono usualmente progettate a prescindere dal contesto edilizio nel quale si inseriscono.

Ciò premesso, si richiede, se nella fattispecie, debba essere necessariamente effettuata una valutazione della sicurezza dell'esistente edificio ed individuati gli eventuali interventi necessari in caso di esito negativo della verifica oppure attenersi ai criteri individuati nella parte finale del C.8.3 differenziando l'eventuale inadeguatezza dell'opera rispetto alle azioni ambientali da quelle controllabili dall'uomo.

Vista la risposta del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti:

“(.....)

Ad avviso di questo Servizio, è opportuno premettere che la fattispecie indicata nella nota costituisce un tipo di intervento generalmente sconsigliabile e sconsigliato, salvo che particolari esigenze non lo richiedano.

In tutti i casi, comunque, è evidente che l'eventuale inadeguatezza della struttura esistente non può essere superata con la realizzazione di una nuova struttura all'interno; poiché la finalità di ogni disposizione normativa resta quella della tutela della pubblica incolumità — quindi della salvaguardia di tutte le persone che vivano o lavorino all'interno di una costruzione o circolino nelle immediate vicinanze — è del tutto evidente che l'eventuale situazione di pericolo permane se non si interviene anche con la messa in sicurezza della struttura esistente, almeno nei confronti delle azioni ambientali.”

questo CTS ritiene che per tali tipologie di intervento occorre procedere alla valutazione della sicurezza dell'edificio esistente, seguendo i criteri definiti dalla Circolare al p.to C8.3.

Nella progettazione della nuova struttura interna si adotterà la Classe d'uso più gravosa tra quelle previste (superficie superiore e superficie inferiore).

Per gli edifici industriali (in genere prefabbricati) è obbligatorio verificare ed accertare l'efficacia dei collegamenti tra i vari elementi (strutturali e non strutturali) e, se occorre, intervenire di conseguenza.

La valutazione della sicurezza può non essere effettuata, ma è comunque sempre raccomandata, ove ricorra almeno una delle seguenti due condizioni:

- incrementi della superficie utile lorda non rilevante rispetto a quella disponibile nello stato attuale. A titolo puramente indicativo e secondo le oggettive condizioni del caso, possono ritenersi non rilevanti interventi che prevedano incrementi di superficie utile non superiori al 20% per i primi 500 mq e del 10% per l'eccedenza. Per queste valutazioni occorrerà comunque riferirsi alla situazione edilizia originaria dell'edificio..
- la destinazione della nuova superficie (introdotta con la nuova struttura) sia in Classe I.

Le strutture dell'edificio esistente devono essere comunque verificate per le azioni statiche (peso proprio, permanente, neve e vento). In alternativa si può fare riferimento alle certificazioni esistenti (ad esempio il certificato di collaudo statico), purché si dimostri che non vi siano state alterazioni delle strutture rispetto allo stato originario, a seguito di interventi successivi e/o per degrado.

33. Edifici strategici e rilevanti. Classi d'uso (Quesito Ing. Barberi)

Q. *Volendo realizzare un cambio di destinazione d'uso in un edificio esistente da civile abitazione ad asilo nido privato, si pongono i seguenti quesiti:*

1. *Visto l'elenco degli edifici strategici e rilevanti di cui all'allegato A del Decreto del Presidente della Giunta Regionale 9 luglio 2009, n. 36/R, considerato in particolare il punto 1.a che qualifica come edifici rilevanti le “scuole di ogni ordine e grado, comprese le strutture funzionali primarie annesse”, rilevando che nella normativa vigente la dicitura “scuole di ogni ordine e grado” non comprende gli asili nido bensì: la scuola dell'infanzia, la scuola di primo ciclo (scuola primaria e scuola secondaria di primo grado), e la scuola di secondo ciclo (licei, istituti tecnici ed istituti professionali), sembrerebbe a chi scrive che gli asili nido, ai sensi del citato regolamento, non rientrino fra gli edifici rilevanti (classe d'uso 3). La citata classificazione risulta dai regolamenti attualmente in vigore che definiscono il sistema di istruzione nazionale (dpr 89/2009; dpr 81/2009) e precedentemente dal Testo unico delle disposizioni legislative vigenti in materia di istruzione relative alle scuole di ogni ordine e grado, di cui al decreto legislativo 16 aprile 1994, n. 297.*

Per quanto sopra si richiede se gli asili nido (privati) sono da considerarsi edifici ordinari in classe d'uso 2 e non rilevanti.

2. *Nel caso di risposta negativa al precedente quesito, nell'ipotesi che l'analisi condotta per la valutazione della sicurezza abbia dimostrato che l'edificio non risponde ai requisiti di sicurezza previsti dalle NTC, ipotizzando inoltre che non sussista l'obbligo di procedere con l'adeguamento sismico (non rientrando nei casi di cui al punto 8.4.1 delle NTC 2008)*

richiamando quanto riportato al punto 1 del Documento interpretativo ed applicativo al voto n. 184/2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (Delibera Giunta Regionale n. 606 del 21/6/2010), di cui si riporta un estratto: “...Il cambio d’uso (o più precisamente il cambio di classe d’uso) che preveda un aumento della classe stessa ancorché non accompagnato dall’esecuzione di opere strutturali necessita in ogni caso della valutazione della sicurezza come chiaramente indicato al p.to 8.3 delle NTC. Visto che la Circolare n. 617/09 al punto C8.3 : “Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l’uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC.”, in funzione dell’esito di tale valutazione possono presentarsi i seguenti casi:

- se l’edificio risponde ai requisiti di sicurezza non è necessario procedere ad interventi di consolidamento;
- se l’edificio non risponde ai requisiti di sicurezza il Committente ed il Progettista valuteranno le possibili linee di intervento:
 - declassamento, cambio d’uso, limitazioni e/o cautele nell’uso;
 - esecuzione degli interventi di consolidamento necessari al conseguimento del **livello di sicurezza minimo**”

si richiede:

- *come si definisce esattamente il “livello di sicurezza minimo” e se esiste un livello minimo di miglioramento che debba essere conseguito per consentire l’uso dell’opera secondo la volontà progettuale oppure se questo debba essere stabilito dal proprietario dell’opera;*
- *se è necessario effettuare immediatamente l’intervento per raggiungere tale livello minimo di sicurezza oppure se possa essere realizzato entro un tempo prestabilito compatibilmente con le condizioni di rischio riscontrate, come suggerito per gli edifici già destinati in tutto o in parte ad attività riconducibili alle Classi d’uso III e IV dal Dipartimento Protezione Civile con nota DPC/SISM/0083283 del 4/11/2010.*

R. Il quesito proposto verte sulla possibile classificazione in classe III e/o come edifici “rilevanti” gli edifici destinati ad “asilo nido”.

Rilevato che la questione è particolarmente delicata e meritevole di approfondimento, si è del parere che:

- Il Regolamento regionale n. 36/R/2009 – Allegato A, elenca gli edifici e le infrastrutture di interesse strategico o che abbiano rilevanza in relazione al potenziale affollamento, in relazione alle verifiche di cui all’art. 105ter della Legge regionale 1/2005 ovvero relativamente a quelle opere ed interventi che sono sottoposti a controllo obbligatorio per le finalità di vigilanza e controllo sull’attività edilizia in zona sismica.

Le opere definite “strategiche” e “rilevanti” secondo i concetti riferibili all’Ordinanza n. 3274/2003 e successive disposizioni del Dipartimento della Protezione Civile sono state definite per quanto riguarda gli edifici ed infrastrutture di competenza dello Stato. La Regione Toscana ha approvato un primo elenco “preliminare” degli edifici strategici e rilevanti con l’allegato 7 alla D.G.R. 604/2003, poi confluito nell’Allegato A del citato Regolamento regionale.

Con la dizione “*Scuole di ogni ordine e grado, comprese le strutture funzionali primarie annesse*” si intendono tutti gli edifici che siano interamente o prevalentemente adibiti alla didattica, sia pubblici che privati. Per la peculiarità di tale funzione, svolta permanentemente, nonché per i possibili e potenziali usi quali siti di accoglienza e ricovero in condizioni di emergenza, gli edifici scolastici rivestono una funzione che è usualmente annoverata tra quelle “rilevanti” (si veda anche il punto C2.4.2 della Circolare esplicativa).

Riguardo agli asili nido, pur trattandosi di una funzione che l’ordinamento giuridico di settore esclude da quella più generale esercitata dalle scuole (infanzia, primaria e secondaria) si ritiene che debbano essere comunque considerati nella categoria “rilevanti” in ragione delle caratteristiche dei fruitori, contraddistinti per la loro intrinseca non autosufficienza e vulnerabilità. In tal senso si ritrova l’analogia con la funzione di cui al punto 2.j) del citato elenco regionale.

- Per la definizione del livello di sicurezza minimo che tali strutture esistenti devono garantire, non essendo normativamente definito, oltre alla valutazione del Progettista e del Committente, si può fare riferimento a quanto suggerito in provvedimenti analoghi, emanati in conseguenza degli ultimi

eventi sismici, che indicano una capacità di almeno il 60% rispetto all'azione sismica di progetto. Per quanto riguarda il tempo necessario per l'esecuzione degli interventi finalizzati a raggiungere il livello di sicurezza minimo si può fare riferimento alla vita nominale "residua" valutata sul periodo di ritorno del terremoto relativo all'azione sismica di cui al punto precedente. Si ricorda che eventuali insufficienze di tipo statico (carichi verticali e vento), con la sola esclusione del sisma, possono determinare la non idoneità della struttura o il suo declassamento, salvo interventi di consolidamento da eseguirsi immediatamente, con riferimento ai carichi di progetto previsti dalla norma.

Il CTS, visto anche il quesito di cui al successivo punto 8.1, preso atto dell'importanza dell'argomento nonché la necessità di integrare ed aggiornare l'elenco degli edifici strategici e rilevanti di cui all'allegato A del Regolamento regionale n. 36/R/2009 e i criteri per la loro individuazione, si impegna ad elaborare una propria proposta emendativa all'Amministrazione regionale.

34. Verifiche di sezioni tubolari in acciaio (classe 4) (Quesito Ing. Cincinelli)

Q. *Si richiede un parere in merito alla verifica statica di pali porta antenne in acciaio normalmente destinati al sostegno di antenne e parabole per la telefonia mobile cellulare.*

Frequentemente tali strutture sono realizzate con elementi tronco-conici a sezione poligonale realizzati mediante sagomatura a freddo della lamiera.

Le sezioni di questi pali, in particolar modo quelle alla base dove il diametro è maggiore, sono caratterizzate dall'aver grandi diametri (anche superiori ad 100cm) e piccoli spessori (tipicamente da 6 a 10 mm); con tali caratteristiche queste sezioni ricadono quasi sempre in classe 4 ossia nelle sezioni definite snelle.

Le NTC 2008 per le sezioni tubolari tonde in acciaio rientranti in classe 4 non riportano specifiche formule di verifica ma rimandano alla EN 1993-1-6 "Verifica di resistenza e stabilità delle strutture a guscio" attualmente disponibile solamente in lingua inglese e, a mio parere, di difficile applicazione a questo tipo di strutture. La EN 1993-1-6 richiede infatti la modellazione del paio con elementi bidimensionali oltre all'utilizzo di programmi di calcolo di ingegneria avanzata in grado di individuare l'instabilità locale dei pannelli tramite l'introduzione del coefficiente di imperfezione del materiale.

Ho avuto modo di verificare che neppure i principali fornitori (e calcolatori) di queste strutture utilizzano tale normativa ma si rifanno, ognuno a propria discrezione, alle formule generali sull'acciaio dell'NTC o dell'EC3, non ottemperando così appieno a q_{Vi} chiedo quindi un parere in merito a quali formule utilizzare per la verifica di resistenza e di stabilità di tale tipologia di strutture.

Ricordo infine che, fino all'introduzione delle NTC, l'argomento era trattato dalla norma UNI CNR 10022/84 "Profilati formati a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni" (ora abrogata) nella quale la verifica di stabilità veniva svolta semplicemente introducendo una tensione ammissibile ridotta da calcolarsi in base al rapporto d/t tra il diametro e lo spessore del tubolare.

Si richiede, quindi, un parere in merito a quali formule utilizzare per la verifica di resistenza e di stabilità di tale tipologia di strutture.

Ricordo infine che, fino all'introduzione delle NTC, l'argomento era trattato dalla norma UNI CNR 10022/84 "Profilati formati a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni" (ora abrogata) nella quale la verifica di stabilità veniva svolta semplicemente introducendo una tensione ammissibile ridotta da calcolarsi in base al rapporto d/t tra il diametro e lo spessore del tubolare.

R.

Il parere è chiesto con specifico riferimento alle sezioni tubolari tonde composte mediante sagomatura a freddo della lamiera. La presenza delle piegature ad angolo ottuso necessarie per ottenere una forma della sezione pressoché circolare si può in genere trascurare, a vantaggio di sicurezza, facendo esplicito riferimento a sezioni circolari.

Questo tipo di sezioni sono soggette a fenomeni di instabilità locale delle parti compresse se il rapporto tra il diametro esterno della sezione (d) e lo spessore (t) è tale da classificare la sezione, ai sensi dell'NTC 2008, in classe 1 ($d/t \leq 50 \epsilon^2$), classe 2 ($d/t \leq 70 \epsilon^2$), classe 3 ($d/t \leq 90 \epsilon^2$) ed in classe 4 ($d/t > 90 \epsilon^2$) rimandando in questo caso alla EN 1993-1-6.

La UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6 "Resistenza e stabilità delle strutture a guscio", indica come metodo

principale la modellazione numerica del palo con elementi bidimensionali piani o curvi e l'utilizzo di programmi di calcolo che possano tener conto dell'instabilità locale delle membrature a guscio.

Dato che le NTC 2008 forniscono un metodo di classificazione delle sezioni circolari cave si ritiene che, in alternativa alle indicazioni date dalla UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6, si possa utilizzare il metodo proposto dal codice AISI (American Iron and Steel Institute) che fornisce le indicazioni per il calcolo delle proprietà efficaci in compressione (A_{eff}) ed in flessione (W_{eff}) delle sezioni necessarie per effettuare le verifiche di stabilità in regime di pressoflessione per tali elementi strutturali. Il metodo adottato dal codice americano AISI è basato su risultanze sperimentali ed è riportato in allegato (A) al presente parere e risulta applicabile solo per profilati cavi finiti a caldo, mentre non risulta applicabile, nella forma esposta nell'allegato, per profilati cavi formati a freddo per strutture saldate. Le definizioni dei due tipi di profilati sono di seguito riportate.

Si definiscono profilati cavi finiti a caldo tutti i tipi di profilati cavi laminati a caldo (quadri, rettangolari, circolari, ellittici) finiti con processi di deformazione a caldo e prodotti in accordo alla norma UNI EN 10210. In questo caso ci si riferisce a profili chiusi senza saldatura o a profilati cavi formati a freddo con trattamento termico successivo (normalizzati). Nel primo caso (senza saldatura) lo sboccato di partenza viene prodotto mediante perforazione di un prodotto pieno (generalmente lingotto o billetta quadra/circolare) e successivamente viene trasformato nel tubo finale mediante dei processi di laminazione, estrusione o trafilatura su mandrino. Nel secondo caso i tubolari inizialmente formati a freddo vengono successivamente riscaldati in forno (800-1000 gradi circa a secondo del produttore), per ottenere caratteristiche equivalenti a quelle ottenute mediante laminazione di normalizzazione.

Si definiscono profilati cavi formati a freddo per strutture saldate tutti i tipi di profilati cavi (quadri, rettangolari, circolari) prodotti mediante processi di deformazione di laminati piani e successiva saldatura (longitudinale o elicoidale), in accordo alla norma UNI EN 10219.

(segue allegato in Appendice 1)

35. Strutture in muratura con piano cantinato o seminterrato in c.a.

Q. *In riferimento alla possibilità di realizzare piani cantinati o seminterrati in c.a. caratterizzati dalla presenza di aperture, ad esempio per ingressi garage o collegamenti interni tra vani, anche in considerazione di quanto riportato nell'articolo del periodico "Murature Oggi" Giugno 2011, si chiede:*

- *se essa costituisca un caso ammissibile alla luce dei punti 7.8.1.8 e 4.5.4 (dove si riscontra sempre il termine "pareti" e mai "pilastri");*
- *se per il piano in c.a. seminterrato possa ritenersi soddisfatto il requisito di continuità delle fondazioni e, conseguentemente, esso possa essere considerato fondazione ed escluso dal computo del numero dei piani complessivi in muratura. Ovvero fino a che punto si possa ritenere la struttura in c.a. scatolare e se si possa stabilire una deformazione massima ammissibile di tale piano; in caso contrario, se si può calcolare come struttura costituita da un piano in c.a. (elevazione) ed un piano in muratura con fattore di struttura unico e assunto pari al valore minimo dei fattori di struttura di ciascuna tipologia costruttiva;*
- *se, ed eventualmente sotto quali ipotesi, si possano considerare resistenti alle azioni orizzontali le pareti in muratura prive di parete in c.a. alla base;*
- *se costituisca un caso ammissibile qualora l'elevazione fosse rappresentata da una struttura in legno (intelaiata o a pareti).*

R. *Si ritiene che la norma consenta la realizzazione di un piano in c.a. con comportamento prevalentemente scatolare, sovrastato da struttura in muratura portante, sia che si parli di fondazione "alta" (punto 7.8.1.8.), sia che si parli di prima elevazione (punto 4.5.4.).*

Per il calcolo della struttura, dai due punti sopra citati, emergono due possibilità:

- *considerare il piano in c.a. come prima elevazione e calcolare l'intera struttura con un modello unico, facendo partire l'azione sismica dalla base. In tal caso il fattore di struttura dovrà essere assunto minore o uguale al più basso tra quello della parte in muratura e quello della parte in c.a..*

Si ritiene che in questo caso non si possano considerare resistenti al sisma le porzioni di muratura della parte in elevazione che non abbiano continuità attraverso le pareti in c.a. fino alla fondazione;

- considerare il piano in c.a. tutto come fondazione (sempre che sia interrato o seminterrato), con la possibilità quindi di far partire l'azione sismica dalla quota dove inizia la muratura, a condizione che il piano di fondazione abbia una rigidezza tale da comportarsi effettivamente come una struttura monolitica.

Questo presupposto si ritiene verificato se :

- Le aperture sono opportunamente distribuite;
- Le pareti in muratura del primo livello sono poste sopra pareti in c.a. per almeno il 75% del loro sviluppo totale.

Se queste condizioni non sono rispettate occorre verificare che:

- La differenza tra gli spostamenti orizzontali di un punto di controllo, preso in sommità all'edificio, tra il caso in cui il piano in c.a. sia interamente costituito da pareti continue e il caso in cui siano invece presenti le aperture di progetto, sia $< 10\%$;
- L'ordine e le forme modali dei due modelli strutturali di cui al punto precedente siano simili.

Qualora il piano in c.a. possa essere assimilato a fondazione, si possono considerare resistenti al sisma anche le pareti in muratura della parte in elevazione che non abbiano continuità fino alla base della fondazione a causa della presenza di aperture nel piano in c.a., purché la deformabilità verticale delle travi poste al di sotto dei maschi murari sia inferiore ad $1/500$ della luce per la combinazione allo Stato Limite di Danno.

Analoghe considerazioni si possono esprimere per le costruzioni con struttura in elevazione a pareti in legno.

36. Impianti ascensore a struttura metallica

Q. *Nel caso della messa in opera di ascensori (interni o esterni) con castello in acciaio, destinati al trasporto di persone ed ancorati ad edifici esistenti, è corretto inquadrare l'intervento sull'edificio esistente come "locale", e verificare il castello di acciaio senza considerare le azioni sismiche, se ovviamente gli ancoraggi risultano ben dimensionati a tale scopo ?*

R. In riferimento agli ascensori (interni o esterni) con castello in acciaio, destinati al trasporto di persone ed ancorati ad edifici esistenti, si ritiene che sia corretto l'inquadramento dell'intervento sull'edificio esistente come "intervento locale" (senza pertanto necessità di allegare la riverifica dell'intero fabbricato) se:

- l'inserimento della struttura metallica (castello) non interferisce significativamente con la risposta statica e sismica dell'edificio e non comporta l'esecuzione di opere strutturali e/o di rinforzo nel medesimo edificio che causino un diverso inquadramento dell'intervento ai sensi del cap.8 delle NTC 2008;
- l'inserimento della struttura metallica assume solo la funzione di "sostegno" per carichi dell'impianto (cabina, motore, organi meccanici) e la sua incidenza nella distribuzione delle rigidezze esistenti ai vari piani può essere considerata trascurabile;
- la nuova struttura introduce un incremento di massa di piano indicativamente non superiore al 5% della massa di piano dell'edificio esistente;

Si ritiene quindi corretto procedere come segue:

- verifica l'incastellatura metallica per il sostentamento dei soli carichi propriamente derivanti dall'ascensore, mentre le azioni sismiche si considerano trasmesse direttamente alla struttura esistente dell'edificio;
- vengono definiti il posizionamento esatto e le modalità di ancoraggio dell'incastellatura metallica mediante accurati particolari esecutivi, verificando gli elementi di ancoraggio in modo tale che siano in grado di trasferire tutta l'azione sismica di progetto alla struttura esistente.

37. Pareti in legno in legno lamellare

Q. *Considerando che le strutture in legno a pannelli debbano tenere un comportamento "scatolare" specialmente in zona sismica e che dette pareti, sia interne che perimetrali, ai vari piani debbano fungere da controvento oltre che da elementi di ripartizione dei carichi verticali, è possibile prevedere pareti portanti in XLAM di un generico piano "in falso" rispetto al livello inferiore sempre in struttura tipo XLAM?*

In altre parole, pur in presenza di un solaio continuo a piastra (tipo XLAM) di spessore considerevole, sono accettabili negli edifici a struttura completamente in legno, pareti portanti sfalsate rispetto ai piani sottostanti, previa verifica del pannello di solaio sulla base dei carichi riportati dalle pareti soprastanti sia per azioni verticali che per azioni sismiche?

R. Per le azioni sismiche, le NTC 2008, nel caso di strutture in cemento armato, vietano al §7.4.6.1.1 la possibilità di appoggiare in falso pareti su travi o solette. Analoga cosa per le strutture in muratura dove al § 7.8.1.4 delle NTC si richiede continuità in elevazione delle pareti strutturali, al lordo delle aperture, fino alla fondazione, evitando pareti in falso.

Per quanto riguarda le strutture in legno esistono ragioni tecniche per valutare con particolare attenzione progettuale queste possibilità, almeno per i seguenti aspetti:

- da un punto di vista statico-strutturale occorre valutare la rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. Negli edifici con pareti in legno tipo XLAM, le cui pareti portanti/di controvento sono allineate su tutti i piani, gli spostamenti orizzontali sono governati dalla rigidità a taglio sul piano della parete. La struttura risulta pertanto molto rigida e in caso di evento sismico gli spostamenti orizzontali di piano assumono valori molto bassi. Ciò non succede nel caso di pareti di controvento dei piani superiori “in falso”. In tal caso gli spostamenti orizzontali sono governati non tanto dalla rigidità a taglio della parete ma dalla rigidità flessionale della striscia di solaio che sostiene la parete in falso e che funge da raccordo con le pareti al piano inferiore. Tale rigidità è inferiore di diversi ordini di grandezza rispetto alla precedente e pertanto si amplificano notevolmente gli spostamenti orizzontali di piano;
- l'uso di una soletta XLAM quale appoggio per una parete controventante in XLAM è da ritenersi come estremamente sfavorevole e poco efficace, in quanto la soletta presenta sempre una rigidità minore della parete e, quindi, non si avrà mai una soluzione strutturalmente corretta;
- si pone altresì il problema di verifica della resistenza della lastra di solaio (comportamento a trave) per le azioni orizzontali trasmesse dalle pareti superiori in caso di sisma;

Per quanto sopra si ritiene quindi che le considerazioni per le strutture in c.a. e in muratura possano essere estese anche alle strutture in legno.

Si ritiene comunque possibile l'utilizzo di pareti “in falso” al fine di portare solo carichi verticali. In questi casi le pareti non dovranno essere valutate ai fini della resistenza alle azioni orizzontali.

38. Azioni sulle costruzioni – carico d'incendio

ARGOMENTO: Azioni sulle costruzioni

RIFERIMENTI: NTC 2008 capp. 2.5. Azioni sulle costruzioni e 3.6.1. Incendio.

Q. *Le NTC 08 richiedono la valutazione della sicurezza anche nei confronti delle azioni eccezionali ed in particolare nei confronti dell'incendio. Questa azione è prevista per tutte le strutture e per tutte le classi d'uso previste dalla norma anche per quegli edifici con destinazioni d'uso che non presentano quelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco.*

Ad ogni modo anche qualora si rientri nell'ultimo caso esposto, i dettagli costruttivi relativi alle valutazioni sulla sicurezza antincendio dovranno essere riportati sui disegni esecutivi e, pertanto, dovranno essere riportati nei disegni allegati al progetto ?

Si chiede se le attività di controllo dei progetti devono contemplare anche quella parte di normativa delle NTC relativa all'azione eccezionale incendio.

R. Le NTC 08 (par.3.6.1) definiscono la resistenza al fuoco come la capacità di una costruzione, di una parte di essa o di un elemento di esso, come la capacità di mantenere, per un prefissato tempo la capacità portante e quella di compartimentazione, in sostanza richiede che vengano garantite prestazioni afferenti ad aspetti diversi.

Il DPR 380, all'art 52 (tipo di strutture e norme tecniche) riporta che tutte le costruzioni debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche, le quali definiscono anche la protezione delle costruzioni dagli incendi.

Dalla lettura congiunta delle NTC 08 e del DPR 380/01 porta alla conclusione che il progetto, nel suo complesso, deve necessariamente affrontare e risolvere tale problematica così come riporta la Circola esplicativa al punto C3.6.

Tuttavia si ritiene che il progetto strutturale elaborato ai sensi degli artt. 64 e 93 del DPR 380/01 non debba necessariamente contenere gli elementi di verifica relativamente alla resistenza al fuoco, fatte salve particolari situazioni nelle quali il progettista ritenga che l'azione eccezionale dovuta al fuoco sia rilevante e/o dimensionante per le strutture di progetto.

In tali casi, e quando il livello di prestazione in caso di incendio sia superiore al livello 1 della tab. 3.5.IV delle NTC, il progettista esporrà il livello di prestazione in caso di incendio di cui al punto 3.6.1.2 delle NTC 2008 e gli eventuali specifici requisiti di resistenza al fuoco necessari.

39. Interventi su edifici esistenti. Miglioramento su edificio storico vincolato (Quesito dell'Ing. A. Berni)

RIFERIMENTI: NTC 2008, Cap. 8

Q. *Si tratta della riqualificazione di un ex Monastero a residenza universitaria situato in un centro storico. L'edificio è vincolato e risale al 1500 circa, con successive modifiche tra cui le principali occorse a fine 1700. L'edificio si presenta con una pianta inscritta in un quadrato di dimensioni pari a circa 45 m e si sviluppa per tre piani fuori terra, per una superficie calpestabile complessiva di circa mq. 3300.*

Il progetto prevede la ristrutturazione generale del complesso con conversione da monastero a residenza universitaria, che ospiterà circa 50 studenti e sarà dotata di camere, aule, biblioteca, cucina, sale comuni, uffici amministrativi.

L'intervento si configura come un miglioramento sismico, con rifacimento pressoché completo dei solai, revisione delle aperture e consolidamento diffuso (ma non completo, anche per ragioni di conservazione di alcuni affreschi) dei maschi murari con verifica sismica globale (e a carichi verticali), effettuata con il software (omissis), sia dello stato attuale che di progetto.

Al fine di conseguire il maggior livello di conoscenza possibile, sono state effettuate le seguenti e propedeutiche attività conoscitive:

- a) rilievo topografico di dettaglio (manuale e con stazione totale), con realizzazione di modello numerico 3D del fabbricato;*
- b) decine di ispezioni e saggi, ai vari piani e distribuite planimetricamente, su pavimentazioni, stratigrafie di solai, pitture eventualmente presenti, tessiture murarie e ammorsamenti d'angolo (previa rimozione locale di intonaco);*
- c) prove in situ relative a n. 5 prove con martinetto piatto singolo, n. 5 prove con martinetto piatto doppio, n. 5 serie di prove con trapano strumentato (DRMS) per la caratterizzazione della malta, n. 5 carotaggi. Sono state indagate cinque zone distinte, individuate al piano terra e al piano rialzato e distribuite in planimetria in modo tale da caratterizzare tutte le parti del complesso edilizio.*
- d) previa autorizzazione da parte del Comune e della Soprintendenza, demolizione di tutte le pavimentazioni a piano terreno e rimozione del materiale di riempimento fino al sottostante substrato roccioso, posto a modesta profondità e rimozione, nei locali interni, di tutti gli intonaci del piano terreno e del piano rialzato.*

Alla luce delle verifiche in situ effettuate si è ritenuto appropriato assumere un Livello di Conoscenza LC2, quindi un fattore di confidenza $FC = 1.2$ (Tab. C8a.1.1 NTC) ai valori medi di Tab. C8A.2.1 relativi alla "Muratura in pietrame disordinata" (scelta cautelativa).

Previo assegnazione dei carichi e geometrie desunte dalle attività conoscitive descritte, ho osservato che le VERIFICHE STATICHE relative al modello globale dell'edificio, condotte con il software, e in parte riverificate manualmente, allo STATO ATTUALE (pre-intervento), con sovraccarichi accidentali pari ovunque a 200 kg/mq, risultano soddisfatte se si assume un fattore di sicurezza $\gamma M = 1$ (l'edificio in effetti è in piedi da secoli e non presenta lesioni o segni di dissesto).

Allo STATO MODIFICATO DI PROGETTO, si è in grado di garantire, con opere di consolidamento, il soddisfacimento delle verifiche statiche con un fattore di sicurezza come segue:

- il 77 % dei maschi verificati con $\gamma M = 3$;*
- il 19 % dei maschi verificati con $3 > \gamma M > 2$;*

- il 4 % dei maschi verificati con $2 > \gamma M > 1,5$

Nessun maschio risulta con prestazioni inferiori a quelli sopra citati.

Si precisa che nel caso dei locali in cui si prevedono carichi accidentali superiori allo stato attuale (300 o 400 kg/mq contro i 200 cautelativamente ipotizzati allo stato attuale) le verifiche statiche sono soddisfatte con $\gamma = 3$.

Restano invece ai piani sovrastanti non pienamente verificate pareti non direttamente interessate dall'intervento, sulle quali comunque l'effetto degli interventi limitrofi comporta un modesto innalzamento del livello di sicurezza.

La domanda è quindi la seguente: si può ritenere accettabile un fattore di sicurezza superiore rispetto allo stato di progetto, ma comunque non molto elevato, stante l'impossibilità di poter raggiungere $\gamma M = 3$, trattandosi inoltre di edificio vincolato?

Si fa presente che questo rappresenta l'unico ostacolo in quanto dal punto di vista sismico, assumendo classe d'uso $C_U = III$ e vita nominale $V_N = 50$ anni, le verifiche post intervento risultano significativamente migliorate.

R. Occorre premettere che il tema è oggetto di un ampio dibattito, che scaturisce da una serie di problematiche sovrapposte, che si possono riassumere come di seguito esposto.

Nell'ambito degli interventi di miglioramento le norme prevedono l'effettuazione della valutazione della sicurezza. Essa è volta a stabilire le azioni massime che la struttura è in grado di sopportare (resistenza maggiore dell'azione allo stato limite di salvaguardia della vita) con il grado di sicurezza previsto.

Specificando meglio, la Circolare 617/2009, al punto C.7.3., afferma che "gli interventi saranno improcrastinabili se necessari al soddisfacimento delle verifiche relative alle azioni controllabili dall'uomo...". Questo richiama l'obbligo di intervento previsto dall'art. 677 del Codice Penale ("Il proprietario di un edificio o di una costruzione che minacci rovina ovvero chi è per lui obbligato alla conservazione o alla vigilanza dell'edificio o della costruzione, il quale omette di provvedere ai lavori necessari per rimuovere il pericolo, è punito con...").

Pertanto è lecito porsi la domanda: il mancato soddisfacimento delle verifiche statiche per una costruzione, o meglio per un elemento di una costruzione, equivale alla minaccia di rovina, quando tale elemento si trovi in quello stato da anni (se non da secoli), senza mostrare segno di cedimento o lesioni? Evidentemente esiste un margine di sicurezza, dato dai parametri che concorrono alla effettuazione della verifica di sicurezza alle azioni statiche, che fa sì che la verifica non soddisfatta non sempre equivalga automaticamente ad una situazione di pericolo grave, tale da costringere a rendere l'edificio, o parte di esso, non utilizzabile. Si fa notare che i parametri indicati dalla norma risultano particolarmente gravosi per gli edifici esistenti rendendo auspicabile l'introduzione di una soglia, al di sotto della quale non si possa ammettere l'utilizzo dell'edificio. Ma mentre per inadeguatezze nei confronti delle azioni sismiche è stata data una indicazione a livello nazionale (negli atti normativi post-evento sismico) sul livello minimo da garantire per poter considerare agibili gli edifici esistenti, fissato al 60 % dell'azione prevista per gli edifici nuovi, per problemi di tipo statico quest'indicazione non c'è.

Si usa di solito procedere con gli stessi parametri definiti per le nuove costruzioni, in quanto l'unico riferimento è dato da punto 8.2. delle NTC che indica come riferimento, per quanto non diversamente specificato nel capitolo 8, alle disposizioni di carattere generale contenute nei capitoli precedenti. Da questo scaturisce la scelta di un fattore di sicurezza γ , oggetto del quesito, pari a 3, che pare al momento l'unica sostenibile con certezza.

Senza dubbio l'approccio alla verifica di un edificio in fase di progetto è diverso rispetto a quello di un edificio esistente. Nel primo caso si vogliono prevenire eventuali problemi che la struttura potrebbe presentare, per cui si guidano totalmente le scelte (materiali, azioni, particolari esecutivi, ecc.) e le ipotesi (metodi di calcolo) di progetto, ma ci si tutela anche dalle imprecisioni in fase esecutiva (margini di imprevisto); nel secondo caso si possono avere difficoltà nella ricostruzione esatta della conoscenza più intima della struttura resistente, soprattutto sulla qualità del materiale, ma si potranno escludere incertezze di tipo geometrico, approfondendo eventualmente l'analisi localmente dove necessario, e di carico, conoscendo l'esatta geometria e il tipo di fruizione corrente, oltre a disporre di un naturale collaudo dell'opera, perlomeno fino al livello di carico cui è stata sottoposta effettivamente nella sua storia.

Si ritiene pertanto fondamentale, come primo passo progettuale, quello di affinare il modello numerico per avvicinarlo il più possibile all'effettivo stato di fatto, perlomeno nelle pareti o negli elementi dove le verifiche non sono soddisfatte, anche se solo in un numero esiguo di elementi.

Sono vari i fattori sui quali agire per ridurre le incertezze sia per le azioni, da una parte, che resistenze, dall'altra. Il confronto è poi regolato dal margine di sicurezza.

La resistenza si rileva dall'analisi dello stato di fatto: in teoria si può, mediante prove sperimentali affinare il più possibile, tenendo conto che anche i costi lieviterebbero. Per questo le norme, hanno opportunamente introdotto il fattore di confidenza. Resta comunque la possibilità, qualora il problema sia localizzato, di ridurre il fattore di confidenza a seguito di prove mirate.

Nello specifico delle azioni:

- carichi permanenti. Sono "misurabili", dallo stato di fatto, in maniera oggettiva. Per i coefficienti parziali dei carichi permanenti portati la norma specifica che si può assumere 1,3 anziché 1,5;
- carichi accidentali. In fase di analisi dello stato attuale conviene definirli quanto più realisticamente possibile, anche se si prescinde dai minimi di tabella carichi per edifici nuovi (cap. 3 delle NTC). Poi sarà possibile valutare se allo stato di progetto sia opportuno mantenere carichi ridotti, imponendo limitazioni d'uso, o se intervenire strutturalmente per poterli aumentare;
- eccentricità. E' possibile fare gli accertamenti necessari per utilizzare valori di eccentricità non convenzionali ma reali. Eventualmente può essere l'intervento stesso a ridurre o eliminare le eccentricità.

Ciò premesso ne consegue che è possibile avvicinarci ad un fattore di confidenza pari a 1, almeno localmente, ed avere i reali valori dell'eccentricità e delle geometrie nonché dei carichi effettivi.

Se, dopo le considerazioni esposte, le verifiche dovessero ancora essere insoddisfacenti, in presenza di un edificio che non mostri segni di dissesto locale o globale e le analisi condotte siano corrette, allora è probabile che si stiano sfruttando i materiali con un valore del coefficiente γ inferiore a quello individuato in normativa per le strutture nuove.

Laddove le verifiche non risultino soddisfatte per ragioni indotte dalle scelte di progetto (aumenti di carico, modifiche geometriche strutturali, ecc.) vi è l'obbligo di adeguare gli elementi strutturali interessati.

Occorre tener presente che nel caso di interventi di consolidamento con betoncino armato qualora l'incremento di resistenza indicato nella circolare non risulti sufficiente al soddisfacimento della verifica statica, potrà essere considerato, mediante omogeneizzazione, anche il contributo del calcestruzzo.

Per quanto riguarda le situazioni di elementi che staticamente non soddisfano le verifiche né dello stato ante operam che post operam, anche in presenza di riduzione del margine di non-verifica è opportuno riflettere sul fattore di sicurezza residuo, ovvero su quanto si è ancora "lontani" dal soddisfare pienamente la verifica con il margine previsto per gli edifici nuovi.

Va tenuto comunque conto del fatto che il punto 8.4.2. delle NTC considera interventi di miglioramento "*tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate*", per cui il giudizio d'insieme sull'intervento relativo ad un edificio che presenta allo stato di progetto ancora alcune situazioni di criticità dal punto di vista statico potrebbe essere comunque favorevole, dal punto di vista del rispetto della normativa tecnica.

Premesso quanto sopra, tornando al caso in esame, si ritiene opportuno in prima analisi rivedere alla luce delle osservazioni specifiche sopra citate la scelta dei vari parametri progettuali, in particolare l'analisi dei carichi, e l'ipotesi di una loro limitazione nell'utilizzo, laddove l'esigenza di conservazione prevalga sulla possibilità di intervenire drasticamente al fine della messa in sicurezza.

Aldilà di questo eventuale approfondimento, si ritiene che l'intervento, così come descritto, possa essere effettivamente classificabile come "miglioramento".

Constatato che le norme tecniche non prevedono esplicitamente valori di γ_M da utilizzarsi per le costruzioni esistenti ed in particolare per quelle in muratura, si rileva che non è possibile individuare soglie inferiori dei coefficienti globali di sicurezza che siano generalizzabili alla possibile e vasta casistica tipica degli edifici esistenti. Si ritiene che il progettista, secondo la propria conoscenza e responsabilità possa valutare l'accettabilità di valori moderatamente inferiori a quelli previsti per le nuove costruzioni secondo criteri e valutazioni che dovranno essere giustificate nel progetto stesso.

Infatti solo il progettista, che ha la conoscenza dell'edificio, della sua storia, degli interventi di progetto e delle condizioni d'uso, può, con cognizione di causa, dare un giudizio complessivo sul livello di sicurezza raggiunto, basato, oltre che sulle verifiche analitiche eseguite, anche sulle osservazioni e considerazioni che tengano conto delle oggettive condizioni dell'edificio e della rilevanza delle situazioni critiche emerse dal calcolo.

40.– Interventi di miglioramento (quesito Ing. Savelli)

ARGOMENTO: Interventi di miglioramento

RIFERIMENTO: NTC p.to 8.4.2

Q. Con riferimento alla valutazione della sicurezza globale di un fabbricato esistente nel quale si configura l'esecuzione di interventi di miglioramento, si chiede se utilizzando quale elemento di confronto tra lo stato ante-intervento e lo stato post-intervento il coefficiente di sicurezza:

$$\alpha_{\min} = S_r / S_d$$

dove:

S_r = sollecitazione resistente

S_d = sollecitazione di progetto

si debba sempre ottemperare al fatto che gli interventi previsti accrescano la capacità resistente delle strutture esistenti.

Per meglio dire, nel caso sopra espresso, in linea generale, per i diversi meccanismi di rottura si dovrà avere:

$$\alpha_{\min, \text{ante}} < \alpha_{\min, \text{post}}$$

al fine di dimostrare che gli interventi previsti in progetto accrescono la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

Quando il valore dei coefficienti α_{\min} sia nello stato ante-intervento che in quello post-intervento risulti inferiore all'unità ed anche quando nello stato post-intervento il coefficiente sia superiore all'unità, appare chiaro che l'intervento risulta migliorativo quando:

$$\alpha_{\min, \text{ante}} < \alpha_{\min, \text{post}}$$

ad esempio se $\alpha_{\min, \text{ante}} = 0,40$ e $\alpha_{\min, \text{post}} = 0,41$ quanto progettato è migliorativo a maggior ragione se $\alpha_{\min, \text{post}} \geq 1,00$; a valori iniziali invertiti, $\alpha_{\min, \text{ante}} = 0,41$ e $\alpha_{\min, \text{post}} = 0,40$ l'intervento non risulta migliorativo e quindi non è ammissibile.

Il caso per il quale si chiede il presente chiarimento è rappresentato dalla fattispecie nella quale ci si trovi a dover eseguire il confronto con valori di α_{\min} superiori all'unità e nel caso particolare in cui il valore di $\alpha_{\min, \text{ante}}$ sia superiore al valore di $\alpha_{\min, \text{post}}$

Cioè facciamo il caso di avere $\alpha_{\min, \text{ante}} = 1,40$ e $\alpha_{\min, \text{post}} = 1,01$ e quindi:

$$\alpha_{\min, \text{ante}} > \alpha_{\min, \text{post}}$$

in tal caso secondo quanto definito al punto 8.4.2 delle NTC 2008 non si sarebbe ottemperato a prevedere l'esecuzione di interventi di miglioramento "finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate".

Occorre però osservare che qualora ci si trovi nel caso descritto l'edificio sul quale si vuole intervenire risulterebbe "adeguato" sia prima degli interventi che successivamente agli stessi.

Si chiede quindi se nella fattispecie di un intervento di miglioramento nel quale gli α_{\min} nello stato ante e post intervento risultino maggiori di 1 ed in particolare si verifichi:

$$\alpha_{\min, \text{ante}} > \alpha_{\min, \text{post}}$$

l'intervento di miglioramento si possa comunque considerare eseguibile oppure se in ogni caso si debba sempre e comunque soddisfare quanto richiesto dalla norma al punto 8.4.2 e cioè che nel caso del miglioramento tutti gli interventi siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate e pertanto il caso rappresentato non possa essere considerato quale intervento di miglioramento.

R. Nel caso in cui l'edificio, nello stato di progetto, risulti verificato per le azioni previste dalle norme tecniche per le costruzioni dei nuovi edifici non è necessario conseguire un aumento del livello di sicurezza rispetto allo stato originario.

E' ragionevole ritenere che l'aumento di sicurezza sia obbligatorio solo nei casi in cui si intervenga sull'edificio con opere classificabili come "miglioramento" e "riparazione e intervento locale".

41. Intervento di adeguamento sismico

ARGOMENTO: Interventi di adeguamento sismico

RIFERIMENTO: NTC p.to 8.4.1

- a) interpretazione sulla variazione del carico globale in fondazione del 10%,
- b) uso fattore di struttura in "analisi al passo",
- c) cambio di destinazione e di classe d'uso in edifici vincolati

Q. a) interpretazione sulla variazione carico globale in fondazione del 10%

Si intende formulare un quesito in merito a quanto previsto al punto c) del § 8.4.1 Interventi di adeguamento del D.M. '08.

Nella fattispecie il D.M. individua l'obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione a chiunque intenda:

"c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiore al 10 %."

La prima questione che si pone è cosa si debba intendere per carichi globali.

Facendo un parallelo con il D.M. 16/01/96 al § C.9.1.1 alla lett. B) l'adeguamento si imponeva quando si intendeva apportare variazioni di destinazione che comportassero, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%.

Leggendo le due disposizioni risulta evidente che, mentre con il D.M. '96 era chiaro che ci si riferisse ai soli carichi verticali, con il D.M. '08 non è altrettanto chiaro cosa si debba intendere per 'carichi globali'.

Si devono intendere i soli carichi statici (in quale combinazione: rara, quasi permanente, fondamentale?) oppure in quel globale va inclusa anche l'azione sismica?

Stabilita quale sia la combinazione da considerare, come va valutato il 'carico globale' ante e post intervento?

Ci si deve riferire alle singole componenti delle sollecitazioni (N, T, M) totali alla base? Bisogna considerare la risultante tra carichi orizzontali e verticali?

Un'alternativa potrebbe essere quella di valutare di quanto aumentano le pressioni (medie o di picco) sul terreno, ma in tal caso per non perdere la componente orizzontale della sollecitazione va visto anche di quanto aumenta il Taglio alla base ?

R. Alla luce della bozza di nuove norme tecniche approvata a novembre del 2014 il punto c) è da intendersi come segue:

"c) apportare variazioni di classe e/o di combinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione, valutati secondo la combinazione caratteristica per i carichi gravitazionali di cui all'equazione 2.5.2., superiori al 10 %."

Q. b) uso fattore di struttura in "analisi al passo"

Com'è noto l'esecuzione di un'analisi statica al passo (rif. § 7.8.1.5.2 D.M.'08) prevede lo svincolo a flessione dei maschi murari non verificati e successiva redistribuzione dell'azione sismica nei pannelli dello stesso piano fino a trovare una configurazione equilibrata e verificata rispettando opportune condizioni (equilibrio di piano invariato e variazioni di taglio in ciascun pannello che soddisfi la condizione di

$$\Delta V \leq \max \left\{ 0.25|V|, 0.10|V_{\text{piano}} \right\} \text{ caso di solai rigidi .}$$

Si chiede se nell'eseguire questo tipo di verifica sia corretto o meno utilizzare un fattore di struttura diverso da 1 o se sia corretto assegnare $q=1$ come per le analisi non lineari propriamente dette.

R. Con la metodologia proposta il fattore di struttura deve essere posto pari a 1.

Q. c) cambio di destinazione e di classe d'uso in edifici vincolati

Noto che per gli edifici vincolati le direttive sulla tutela dei beni architettonici consentono l'esecuzione di opere di miglioramento in luogo dell'adeguamento sismico delle strutture, si pone il seguente quesito:

Qualora si abbia un bene vincolato dalla Soprintendenza nel quale si intenda apportare un cambio di destinazione d'uso o di classe che, comportando un aumento dei carichi globali in fondazione superiore del 10%, comporterebbe la classificazione dell'intervento come adeguamento sismico;

si chiede se sia accettabile limitarsi ad un intervento di miglioramento sismico così come previsto dalle direttive o se sia necessario, in alternativa, valutare la possibilità di non apportare il cambio di destinazione d'uso/di classe in quell'edificio vincolato e delocalizzare altrove l'attività che richiederebbe l'adeguamento della struttura.

R. Per gli edifici vincolati si ritiene che non sia accettabile limitarsi ad interventi di miglioramento sismico quando ricorrano le condizioni di cui al punto 8.4.1 delle NTC.

Se d'altra parte l'esigenza di conservazione non consente di effettuare gli interventi che richiederebbe, per il caso specifico, l'adeguamento, dovrà essere evitato il cambio di destinazione d'uso.

42. Collegamenti in fondazioni (Quesito Ing. Francesco Gori)

ARGOMENTO: Collegamenti in fondazione.

RIFERIMENTO: NTC p.to 7.2.5

Q. *Si richiedono alcuni chiarimenti/interpretazioni relativamente al paragrafo 7.2.5.1. delle NTC08 "Collegamenti orizzontali tra fondazioni". In particolare in riferimento all'ultimo comma che recita "travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione o dalla testa dei pali". Si chiede se tale distanza sia da valutare dall'intradosso della soletta/trave di collegamento o dal suo baricentro e, nel caso dei pali, se la testa dei pali sia da intendersi come la sezione di ingresso nel plinto (quindi l'intradosso plinto).*

L'Eurocodice 8 non parla nemmeno di distanze ma, in modo drastico, con particolare riferimento alle strutture prefabbricate con plinto a bicchiere, recita "Devono essere evitate colonne tozze tra la sommità di un plinto o della testata di un palo e l'intradosso di travi di collegamento o piastre di fondazione. A tal fine, l'intradosso di travi di collegamento o piastre di fondazione deve essere al di sotto della sommità del plinto o della testata del palo". Tuttavia, utilizzando il dettato ai fini interpretativi delle NTC08, sembrerebbe che la distanza di 1 m chiesta dalle NTC08 sia a partire dall'intradosso del cordolo sismico, e che la "testata del palo" sia l'estradosso del blocco di c.a. che lega il gruppo di pali, dovendo, sempre per l'EC8, l'intradosso del cordolo restare sotto la testata del palo.

Si chiede se sia giusta tale interpretazione

R. La distanza di cui al punto 7.2.5.1 deve essere misurata dall'intradosso della fondazione (ad esempio la base del plinto o della trave rovescia a contatto con il magrone) e l'intradosso dell'elemento di collegamento (ad esempio cordolo o piastra/soletta). Nel caso siano previsti pali di fondazione tale distanza sarà valutata a partire dalla quota di innesto dei pali nel plinto di testa.

Il punto 5.8.2 dell'EC8, primo comma, richiama il concetto che si intende evidenziare ovvero evitare che in fondazione vi siano elementi tozzi, potenzialmente fragili per azioni taglianti. La prescrizione di prevedere che gli elementi di collegamento siano sostanzialmente nell'altezza dei plinti di fondazione esclude totalmente la presenza di pilastri tozzi, discordando con l'indicazione del punto 7.2.5.1 delle NTC.

43. Piano di posa fondazioni (quesito Ing. Francesco Gaudini)

ARGOMENTO: Magrone fondazione

RIFERIMENTO: NTC p.to 7.2.5

Q. *Il progetto prevede la realizzazione di un edificio attraverso la realizzazione di una struttura prefabbricata con fondazione a plinti con cordoli di collegamento.*

Per il raggiungimento del piano fondale il progettista ha previsto uno scavo a sezione ristretta fino alla profondità ritenuta idonea ai fini della portanza e dei cedimenti e il riempimento sotto il plinto con volume di calcestruzzo non strutturale (comunque garantendo un $R'_{ck} > 150 \text{ daN/cm}^2$) dell'altezza di circa 100 cm.

Si chiede se il "sistema" previsto possa rispondere alla normativa vigente e in particolare :

- *se lo spessore di calcestruzzo possa essere considerato come semplice approfondimento del piano di posa e non condizionare l'imposta dei cordoli di collegamento prevista a partire dall'intradosso dei plinti*

oppure

- *in quale casistica potrebbe essere riferito il sistema affinché, con eventuali varianti, possa essere considerato ammissibile*

R. *Si ritiene che, nel caso specifico, sia possibile impostare le strutture di fondazione al di sopra di elementi di calcestruzzo non strutturale impiegati per raggiungere la profondità del terreno individuata come idonea per il piano fondale e, quindi, esclusi dalle verifiche strutturali e geotecniche previste dal D.M. 14/01/2008.*

Il sistema di collegamento fra i plinti a pozzetto costituito da una soletta in c.a. dello spessore di 20 cm impostata ad una distanza superiore a 2.00 m dall'intradosso degli elementi di fondazione con nervature che raggiungono la base dei plinti stessi non soddisfa l'indicazione del p.to 7.2.5.1 del D.M. 14/01/2008. Affinché sia realizzato un collegamento efficace tra le fondazioni è necessario che la quota di imposta della soletta, o eventualmente di un reticolo di cordoli, sia abbassata fino alla distanza di cui al punto citato.

44. Edifici in muratura esistenti – Snellezza delle murature (Quesito Ing. Cattaneo)

Q. *E' molto frequente trovarsi di fronte a strutture con pareti esterne in pietrame di grosso spessore e murature interne in mattoni con spessori molto ridotti, generalmente a 1 testa (12 cm).*

Riguardo allo spessore minimo delle murature reagenti a sisma per le strutture esistenti nelle NTC e Circolare non forniscono specifiche limitazione.

*Si chiede se sia o meno da obbligatorio applicare quanto previsto dalla **Tab. 7.8.II**, valida per le nuove strutture, sia che si tratti di interventi di adeguamento (o miglioramento) che locali.*

R. *Nel rispondere al quesito si premette che la limitazione degli spessori delle pareti in muratura di cui alla tabella 7.8.II, in ottemperanza alle prescrizioni del punto 7.8.1.4 "Criteri di progetto e requisiti geometrici", è valida per le nuove strutture.*

La tabella 7.8.II delle NTC è un riferimento non cogente, per edifici esistenti. Nella valutazione della sicurezza alla stabilità si può fare riferimento ad altre norme o studi di comprovata validità così come individuate al Capitolo 12 delle NTC, oppure si può operare mettendo in conto, a titolo di esempio, il funzionamento a piastra della parete, la collaborazione delle pareti adiacenti e di quelle ortogonali, il comportamento ad arco della parete, o anche la ridotta incidenza dei modi propri con oscillazioni fuori piano.

In ogni caso il soddisfacimento delle verifiche di stabilità ai carichi verticali è da ritenersi obbligatorio per gli interventi di adeguamento di cui al punto 8.4.1.

Per gli interventi di miglioramento, ferma restando la necessità delle verifiche di cui all'8.4.2., si ritiene necessario valutare le condizioni statiche degli elementi strutturali direttamente interessati dall'intervento.

Si riporta, in allegato (Appendice 2), uno studio condotto dalla Prof.ssa De Falco (Università di Pisa, Dipartimento di Ingegneria dell'energia, dei sistemi, del territorio e delle costruzioni), in merito alla valutazione della stabilità delle pareti sottili in edifici in muratura.

45. Costruzioni in legno tipo Block-house e miste

Q. *In assenza di riferimenti normativi specifici sul sistema Block Haus si chiede a Codesto Spett.le CTS se sia consentita la realizzazione di manufatti strutturali con tale tecnologia costruttiva e quali siano i principali aspetti progettuali da esplicitare nella progettazione.*

Si chiede inoltre di definire sotto quali ipotesi sia possibile realizzare strutture in legno a pareti collocate al di sopra di costruzioni di altra tipologia.

R. Questo CTS ritiene che tale tipologia costruttiva sia ammissibile in quanto le singole verifiche strutturali possono essere ricondotte a riferimenti normativi noti e ne riassume al punto 1 gli aspetti progettuali principali. Al punto 2 si definiscono le ipotesi sotto le quali è possibile realizzare strutture in legno a pareti collocate al di sopra di costruzioni di altra tipologia

A. ASPETTI PROGETTUALI PER COSTRUZIONI TIPO BLOCK HOUSE

Inquadramento tipologia costruttiva ai fini dell'analisi sismica:

Nel sistema Block Haus, chiamato anche Blockbau, Log House o Casa a Tronchi, le pareti sono realizzate sovrapponendo elementi di legno a fibratura orizzontale, tipicamente tronchi lasciati tondi lavorati in piano o scanalati solo sulle facce orizzontali a contatto fra loro, ma anche elementi squadrati di legno massiccio, lamellare, bilama, trilama, ecc.; lo spessore della parete è quindi pari alla larghezza di tali elementi.

Indipendentemente dalla tipologia di prodotto e forma, d'ora in poi gli elementi orizzontali costituenti le pareti saranno chiamati tronchi.

La stabilità di ciascuna parete deve essere ottenuta attraverso incroci dei tronchi agli angoli o altri sistemi continui in altezza che impediscano l'instabilizzazione della parete fuori dal piano.

Si ritiene di poter ammettere sia una struttura di tipo dissipativo (classe B) che non dissipativo.

Nel primo caso q_0 può essere compreso tra 1,0 e 2,0 (e conseguentemente $q=q_0 \cdot K_r \geq 1,5$) a patto che le verifiche dei collegamenti siano eseguite nella logica della gerarchia delle resistenze, in particolare ottemperando al punto 7.7.6. delle NTC 2008 che prevede un coefficiente di sovraresistenza pari a 1,3.

Nel secondo caso occorre utilizzare $q=1$ senza particolari ulteriori verifiche di gerarchia. Tuttavia in tal caso, qualora risultasse dimensionante l'azione del vento, ai sensi del punto 4.4.12. delle NTC il requisito di robustezza sarà garantito se i collegamenti saranno di tipo duttile, oppure fragile ma in questo caso verificati con lo stesso coefficiente di cui al punto 7.7.6.

L'analisi lineare statica è ritenuta un metodo adeguato a patto che i requisiti di regolarità della struttura in elevazione siano effettivamente presenti.

Il meccanismo di ripartizione delle azioni di competenza per ciascuna parete dovrà tenere coerentemente conto della effettiva rigidezza dei solai. Qualora si ritenga necessario procedere ad una modellazione numerica, facendo conto in via approssimata che per bassi livelli di carico orizzontale l'attrito impedisca lo scorrimento degli elementi orizzontali di parete, si dovrà tenere in considerazione che le pareti sono costituite da un materiale ortotropo con moduli elastici diversi nelle due direzioni (E_{90} in direzione verticale ed E_0 in direzione orizzontale).

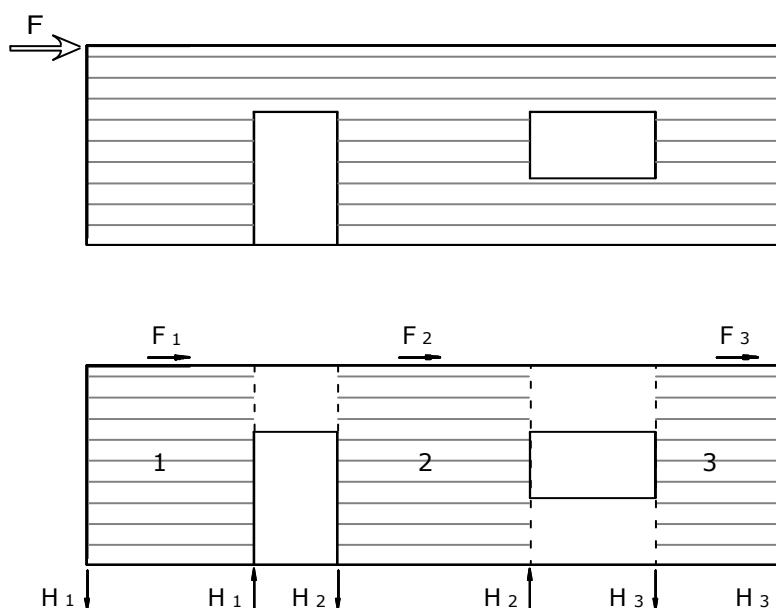
Verifica delle pareti per azioni verticali:

Particolare attenzione dovrà essere posta alla verifica di stabilità delle pareti per la quale si può far riferimento a pubblicazioni come ad esempio quella di Bedon-Fragiacomo-Amadio-Battisti (riportata in allegato) utilizzando però il metodo con cautela in considerazione del fatto che occorrerebbe ulteriore sperimentazione.

Verifica delle pareti per azioni orizzontali:

Lo schema resistente tipo deve tener conto delle aperture presenti per cui ciascuna macroparete è composta da una o più pareti strutturali costituite dai soli tratti privi di interruzione e dotati di resistenza a taglio.

Facendo riferimento a quanto contenuto nell'eurocodice 5 per i sistemi platform-frame, lo schema tipo di calcolo sarà il seguente:



dove, per ogni parete elementare di cui è composta la macroparete, si individua una forza orizzontale di competenza (da sisma o da vento) che deve trovare equilibrio grazie ad elementi appositamente dimensionati per evitare rotture per pressoflessione (sollevamento) e taglio.

La ripartizione della forza di taglio all'interno della macroparete in generale deve essere fatta assumendo che ciascuna parete abbia rigidezza proporzionale alla propria lunghezza in pianta, in considerazione del fatto che per bassi livelli di carico orizzontale l'attrito impedisca lo scorrimento dei tronchi e che generalmente le unioni resistenti a taglio utilizzate in questa tipologia costruttiva hanno un comportamento fragile.

Solo in presenza di unioni resistenti a taglio sufficientemente duttili si potrà fare riferimento alla resistenza a taglio della macroparete come somma delle resistenze a taglio delle pareti elementari di cui è composta.

Azioni nel piano della parete:

- Ribaltamento (in particolare: sollevamento) nel piano della parete
 - Per il sollevamento saranno necessari degli appositi presidi (tipo hold down o tiranti) da posizionare all'estremità di ogni elemento parete e, essendo la parete formata da elementi orizzontali sovrapposti, tali presidi dovranno essere estesi per l'intera altezza.
- Taglio nel piano della parete
 - Il trasferimento delle azioni di taglio dalla sommità alla base per ogni parete deve avvenire attraverso unioni fra i tronchi appositamente disposte e verificate (esempio: maschiatura "standard" o altri idonei sistemi di connessione similari che collegano i tronchi in senso verticale) . Nel caso di presenza di più unioni di tipologie diverse per una stessa parete i contributi generalmente non possono essere sommati in quanto unioni di tipo fragile e aventi rigidzze diverse. I contributi possono essere sommati solo se dello stesso tipo o di rigidzza paragonabile o di tipo sufficientemente duttile
 - Il trasferimento del taglio dalla parete alla fondazione deve essere garantito da un collegamento appositamente dimensionato.

Azioni fuori dal piano della parete:

- Flessione fuori dal piano della parete – L'azione del vento di pressione sulla superficie della parete (o l'azione sismica ortogonale al piano generata dalla massa sismica della parete stessa, nel caso risulti superiore all'azione del vento) deve essere tenuta in considerazione secondo l'effettivo percorso di migrazione dei carichi dai tronchi ai vincoli.

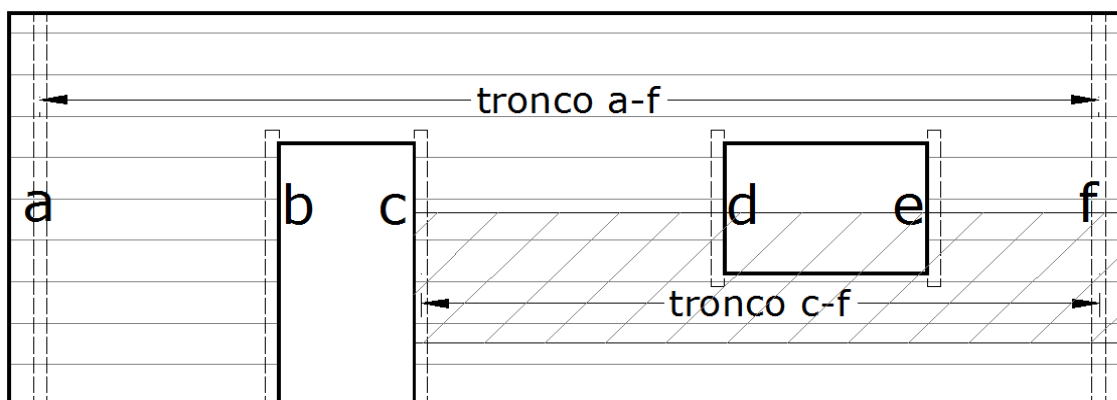


figura il tronco c-f porta l'azione orizzontale del vento che investe la superficie di influenza campita, risulta appoggiato orizzontalmente da un lato all'irrigidimento verticale 'c' e dall'altro al muro ortogonale 'f'. L'irrigidimento verticale 'c' si appoggia a sua volta orizzontalmente all'estremo inferiore alla fondazione (o solaio inferiore) ed all'estremo superiore al tronco a-f. Il tronco a-f riceve sia il carico orizzontale degli irrigidimenti verticali 'b', 'c', 'd' ed 'e' ma anche il carico del vento che lo investe, e risulta appoggiato orizzontalmente alle pareti ortogonali 'a' ed 'f'. Stesso discorso vale per l'azione del vento di trascinamento in copertura e l'azione sismica dovuta alla massa di piano che dovranno essere trasferite ai vincoli (pareti) dal sistema impalcato.

- Taglio fuori dal piano della parete L'azione di pressione del vento in facciata e di trascinamento in copertura, nonché l'azione sismica dovuta alla massa di piano (ritenendo trascurabile la massa della parete), nel caso più frequente di piani non rigidi, deve essere riportata ai vincoli che devono essere verificati in base alla loro resistenza valutata nella direzione ortogonale al piano della parete. Nel caso di piani rigidi le azioni devono essere ripartite tra le pareti disposte parallelamente all'azione sismica e pertanto si ricade nel punto 2.

Verifiche delle unioni

Le unioni meccaniche devono essere verificate secondo le pertinenti formule di verifica presenti nelle NTC o in norme di comprovata validità (ad esempio Eurocodice 5 oppure CNR/DT 206/2007).

Per le unioni di carpenteria non esplicitamente previste dalle NTC o norme di comprovata validità, bisogna individuare i meccanismi di rottura elementari inquadrabili in formule di verifica previste.

Ad esempio l'unione classica ad incrocio d'angolo può essere progettata con riferimento alla verifica a compressione ortogonale alla fibratura ed a taglio nella zona di incrocio.

Nel caso l'unione non risulti inquadrabile in meccanismi di rottura coperti da formule di verifica note, ci si potrà riferire alla sperimentazione argomentando la pertinenza e riportando i risultati della sperimentazione al caso in studio.

Verifiche locali

Essendo generalmente le coperture in legno particolarmente leggere, il collegamento della copertura alle pareti sottostanti deve essere dimensionato anche in riferimento all'azione di sollevamento del vento secondo il punto C.3.3.10.8 della circolare n. 617/09.

Durabilità delle strutture

I particolari costruttivi devono essere curati per conferire durabilità all'opera per tutta la vita nominale; in particolare l'attacco a terra della struttura in legno deve essere sviluppato a livello di dettaglio al fine di dimostrare che sia evitato il ristagno di acqua.

B. ASPETTI PROGETTUALI PER STRUTTURE IN LEGNO A PARETI COLLOCATE AL DI SOPRA DI COSTRUZIONI DI ALTRA TIPOLOGIA

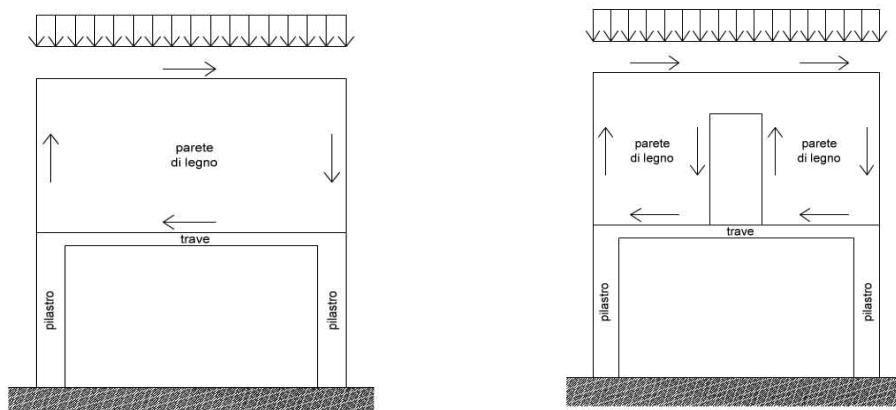
Con riferimento al parere CTS n.1/2013 la realizzazione di un piano in legno a pareti al di sopra di un piano a pareti in c.a. è ammissibile secondo le condizioni citate (sostanziale monoliticità del piano inferiore).

Ferma restando la responsabilità del progettista, si ritiene che, in analogia a quanto previsto dalla norma per le costruzioni in c.a., sia opportuno non realizzare strutture a pareti in legno al di sopra di strutture a telaio. Costituisce certamente una eccezione il caso in cui le pareti in legno siano riconducibili ad un comportamento di tipo trave, cioè siano in grado di ricondurre tutte le azioni verticali direttamente sugli elementi verticali della struttura a telaio sottostante, cosa non scontata in presenza di aperture che ne interrompono la continuità.

In tal caso le pareti devono essere solo dei tamponamenti che non portano neanche i carichi verticali.

Oppure la trave del telaio sottostante la parete deve essere sufficientemente resistente e rigida da poter assorbire le azioni verticali.

In ogni caso si ritiene necessario studiare l'edificio con un unico modello globale per l'intera struttura tra quello della costruzione a telaio e di quella in legno al fine di cogliere correttamente l'interazione fra i due sistemi strutturali sovrapposti.



Nel caso in cui la costruzione in legno a pareti sia realizzata al di sopra di un piano in muratura la soluzione si ritiene ammissibile, a patto che venga realizzato un unico modello con il fattore di struttura più basso tra quello della costruzione in muratura e quello della costruzione in legno, ferme restando le considerazioni sopra riportate per situazioni analoghe.

In particolare si sottolinea la necessità di posizionare le pareti in legno o in corrispondenza delle sottostanti pareti in muratura oppure, sfruttando la capacità delle pareti in legno di funzionare anche come travi, assicurare alle pareti in legno appoggi rigidi anche puntuali.

46. Reti in FRP e malte di calce “strutturale” nell'ambito di interventi di rinforzo di pareti murarie e modalità di calcolo.

Q. *Nel caso di esecuzione di consolidamenti di pareti in muratura mediante intonaci armati con fibre in FRP (generalmente GFRP) e malte di calce “strutturali” quale può essere il loro collocamento normativo e se, in relazione alla Tab. C8.A.2.2, debba essere fatto riferimento ai valori relativi all'intonaco armato o possano essere utilizzati anche valori sperimentali, superiori a quelli indicati in tabella.*

R. In attesa di un indirizzo da parte dei organi tecnici nazionali si è del parere che tali tecniche di intervento sono da ritenersi accettabili ma, cautelativamente, con valori dei coefficienti incrementali non superiori a quelli di tabella C8A2.2. Il materiale deve essere comunque qualificato ai sensi Cap. 11.

Valori superiori dei coefficienti devono essere supportati da una ufficiale ed estesa campagna sperimentale così come indicato al punto C8.A.2 della Circolare ministeriale n. 617/2009.

47. Smontaggio e rimontaggio di strutture esistenti.

Q. Nel caso di smontaggio e rimontaggio di strutture nell'ambito del medesimo sito occorre procedere all'adeguamento delle parti strutturali e alla nuova verifica della struttura?

R. Se la struttura è stata concepita e realizzata come “smontabile” non occorrono altri adempimenti, salvo le verifiche relative allo stato di manutenzione ed efficienza dei singoli componenti strutturali oltre al rispetto delle norme tecniche vigenti al momento del rimontaggio.

Se non è stata concepita per essere smontata allora l'intervento si configura come demolizione e ricostruzione di nuova struttura. Pertanto occorre considerarla come tale anche ai fini della qualificazione dei materiali costruttivi .

48. Necessità di deposito del progetto ai sensi del DPR 380/2001 (artt. 65, 93 e/o 94 DPR 380/2001)

Q. Si richiede se sia necessario procedere al deposito dei progetti per le seguenti tipologie di intervento:

a) Coperture mobili in acciaio e PVC su ruote (di solito in aderenza ai capannoni esistenti, con binari su cordoli in c.a.)



R. Se si tratta di strutture di modeste dimensioni ed in classe d'uso I (punto 2.4.2 delle NTC 2008) trattandosi di elementi mobili e coperti con manto in tessuto o materiale plastico, generalmente dotati di specifiche certificazioni dei vari componenti, senza rilevanza per la pubblica incolumità, si ritiene che possa essere omesso il deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 del DPR 380/2001.

b) Installazione di insegne e/o pannelli pubblicitari sia con fondazione propria che ancorati a strutture esistenti

R. Per questa tipologia di strutture si ritiene che non sia necessario il deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 e 94 del DPR 380/2001 salvo il caso di dimensioni rilevanti. Per questo, in mancanza di informazioni specifiche, si può fare riferimento alle indicazioni contenute nell'Allegato 1 alla Delibera Giunta Regionale Emilia Romagna n. 687 , particolarmente al punto del 23/5/2011 al punto A.4.3 “portali, strutture di sostegno di pannelli pubblicitari, segnaletica stradale, insegne e simili, di altezza > 10 m ed una superficie >20 mq” . In ogni caso si ritiene indispensabile che per tali manufatti sia assicurato e documentato il livello di sicurezza previsto dalle norme tecniche a cura e responsabilità dell'installatore e del tecnico progettista.

c) realizzazione di struttura a supporto di macchina pesatrice per grandi carichi (pesa per automezzi)

R. Si ritiene che il caso proposto, salvo situazioni particolari da valutare caso per caso, sia riconducibile quanto previsto nella Circolare del Ministero dei lavori Pubblici n. 11951 del 14/02/1974 d in particolare: “Si devono altresì assimilare alle macchine propriamente dette le parti metalliche accessorie e complementari al loro funzionamento (quali ad esempio scalette, ballatoi e ponti di servizio, organi

di collegamento fra macchinari) ed in genere le strutture che servono per sostenere e formare, con apparecchiature e tubazioni, l'insieme dell'impianto industriale. Come si vede, ci si trova di fronte ad un'ampia e completa casistica che non consente di formulare una generalizzata definizione di ciò che si è inteso comprendere nel concetto di "opere di ingegneria civile", costituenti l'oggetto delle norme di cui trattasi. Né è opportuno tentare un'elencazione di tali e tante opere, per non correre il rischio di possibili omissioni."

Pertanto, salvo situazioni di elevata complessità, si ritiene che possa essere omesso il deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 del DPR 380/2001.

49. Cabine balneari (Quesito Ing. Alessandro Virgili).

Q. Si richiede se sia necessario depositare il progetto per la realizzazione di cabine in legno a servizio degli stabilimenti balneari, con misure indicative di cm 150x150, affiancate a gruppi di 4 e di 6. Le cabine sono ad un solo piano con copertura leggera, e poggiano su un basamento esclusivamente di legno.

R. Si ritiene che tali strutture siano da considerarsi di modesta importanza e di limitata altezza, in genere non stabilmente fissate al suolo. Pertanto si ritiene che possa essere omesso il deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 e 94 del DPR 380/2001 in quanto assimilabili alle opere previste all'art. 137 della L.R. 65/2014.

50. Classificazione di interventi su edifici esistenti in caso di demolizione parziale

Q. Si tratta di fabbricato esistente ad uso commerciale e produttivo, suddiviso in due proprietà, per il quale si intende procedere ad una ristrutturazione complessiva finalizzata alla realizzazione di un nuovo edificio previa demolizione parziale di una porzione di fabbricato (di un'unica proprietà).

Stato ATTUALE

Allo stato attuale è presente un fabbricato formato da tre corpi di fabbrica privi di continuità strutturale, con destinazioni d'uso diverse e appartenenti a proprietà diverse, infatti i corpi di fabbrica B e C compongono un edificio che appartiene ad una unica proprietà mentre il corpo principale A appartiene a due proprietà distinte (Figura 1).

I vari corpi di fabbrica sono stati edificati con negli anni '60 - inizio anni '70

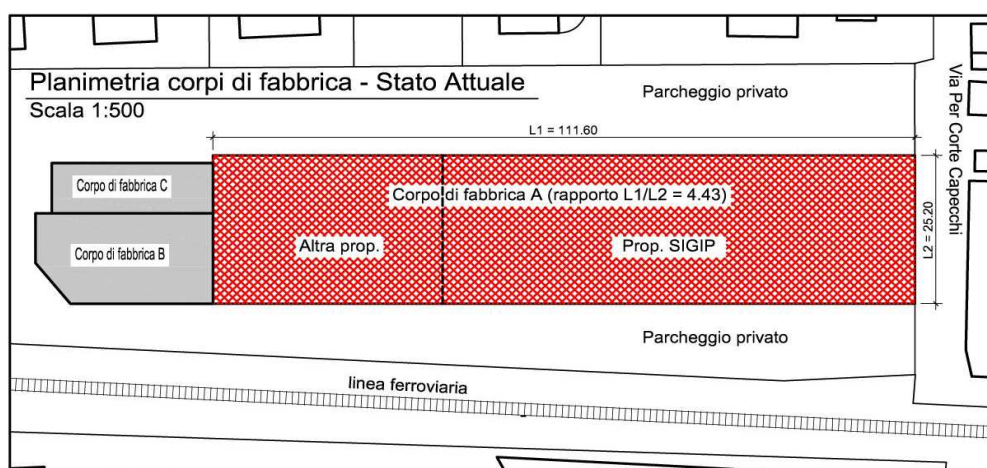


Figura 1

Stato di PROGETTO

Per esigenze della committenza si intende demolire la porzione di edificio in destra e riedificarne uno completamente nuovo e indipendente (Figura 2)

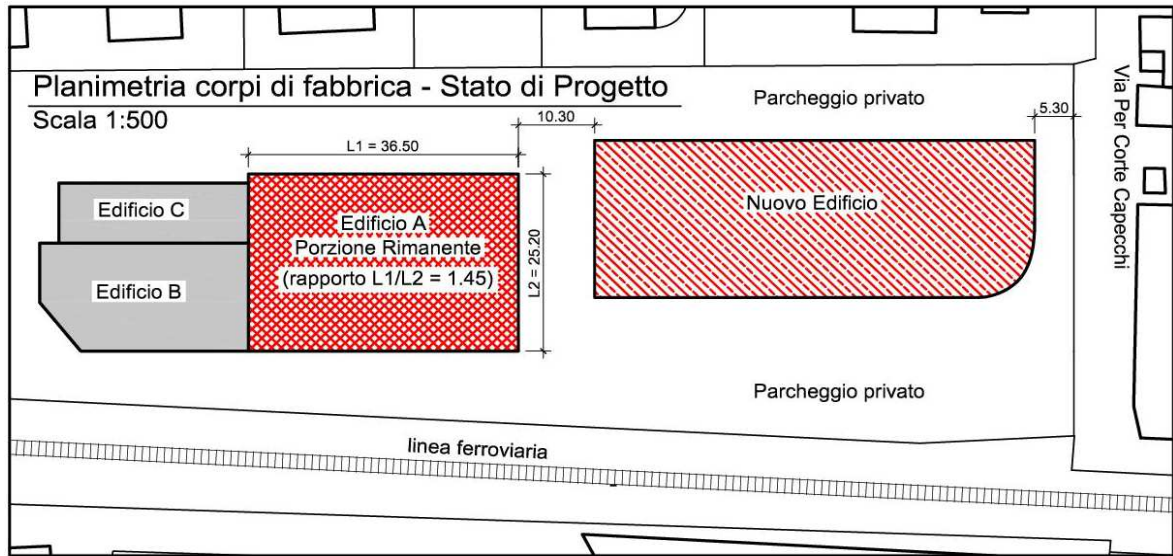


Figura 2

Schema Strutturale

L'edificio A è composto da telai in c.a. in senso longitudinale sui quali insistono coperture a "shed" e a volta opportunamente tirantate e da telai costituiti da pilastri in mattoni pieni collegati in senso longitudinale da travi in c.a. sulle quali insiste una copertura a capanna anch'essa tirantata. Il telaio di pilastri in c.a. e il telaio di pilastri in muratura adiacente sono tra loro collegati dalla trave di sommità in c.a. (Figure 3 e 4).

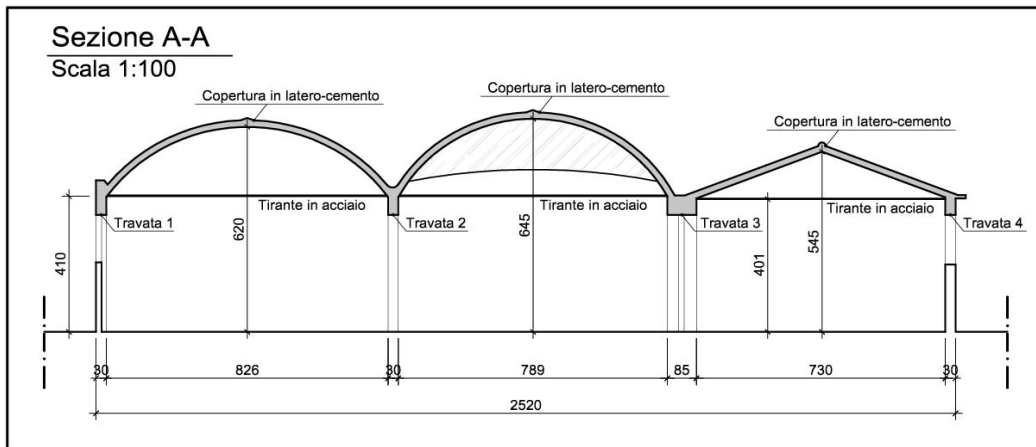


Figura 3

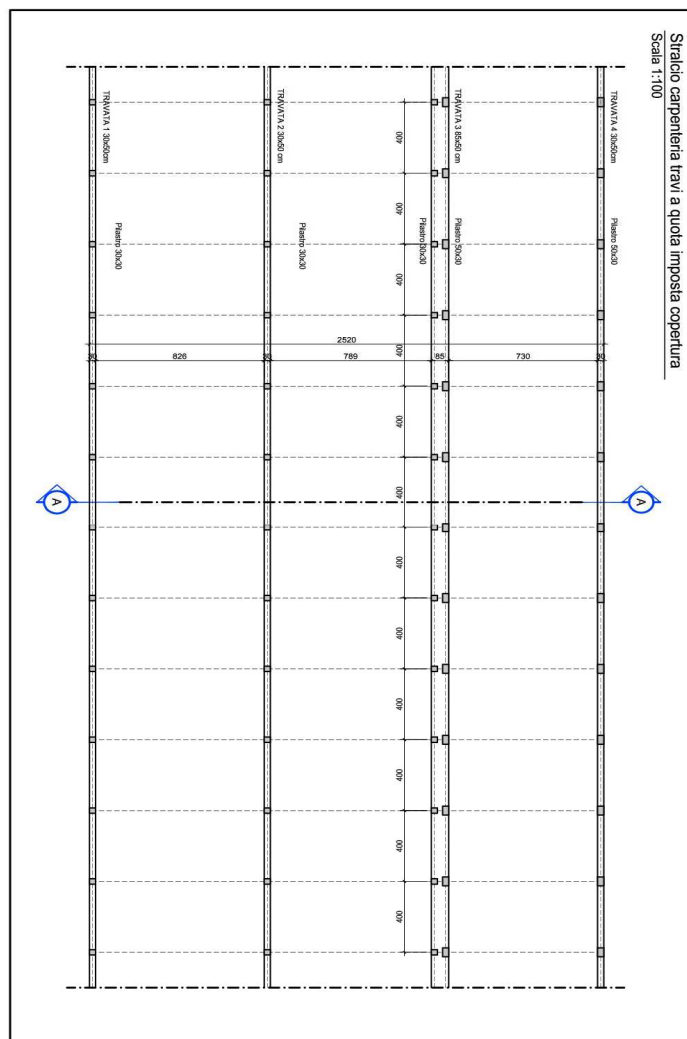


Figura 4

L'intervento previsto consiste nella demolizione parziale del fabbricato A ed il quesito che ne consegue è il seguente:

La demolizione parziale di un edificio che presenta originariamente una evidente irregolarità in pianta dovuta sia alla forma molto allungata ($L1/L2 = 4.45$) sia alla dissimmetria delle rigidità in senso longitudinale può essere inquadrata come intervento di miglioramento avendo la demolizione regolarizzato la parte rimanente ($L1/L2 = 1.45$) e modificato il comportamento strutturale globale nei confronti delle azioni sismiche in senso migliorativo". Pertanto l'intervento può essere classificato come miglioramento ai sensi del punto 8.4.2 delle NTC?

R. Da quanto risulta possibile evincere dal quesito e dai grafici esplicativi allegati si è del parere che, specificatamente per il caso in questione, l'intervento possa essere classificato come "miglioramento" ai sensi del p.to 8.4.2 delle NTC in quanto sembrano non ricorrere le condizioni previste per gli interventi di adeguamento ed in particolare quella di cui al punto 8.4.1 lett. d).

Resta ferma la necessità di procedere alla valutazione della sicurezza della porzione residua.

51. Installazione di impianti ascensori, generalmente metallici, all'interno di edifici esistenti.

Q. La Circolare n. 11951 del 14/2/1974 del Ministero dei Lavori Pubblici riporta:

"Non sono quindi soggette alle disposizioni della stessa le opere di ingegneria meccanica, elettrotecnica, chimica, mineraria, navale ed aeronautica per le parti che si riferiscono alle macchine ed organi di macchine, congegni, strumenti, apparecchi e meccanismi di qualsiasi genere e quanto altro non attiene alle costruzioni edilizie in cemento armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

A questo riguardo poiché l'argomento ha formato oggetto di alcuni quesiti posti a questo Ministero, è opportuno soffermarsi a chiarire che nell'ampia accezione della parola "macchina" si deve ritenere inclusa ogni macchina motrice ed operatrice, termica, elettrica ed idraulica, motori, turbine, argani, gru, ascensori, montacarichi, macchine utensili (presse, torni, frese, ecc.), le macchine agricole ed ancora, per estensione di significato, i mezzi di trasporto in genere: terrestri, navale ed aereo; le caldaie, le pompe, le idrovore, i trasformatori elettrici, ecc.

Si devono altresì assimilare alle macchine propriamente dette le parti metalliche accessorie e complementari al loro funzionamento (quali ad esempio: scalette, ballatoi e ponti di servizio, organi di collegamento fra macchinari) ed in genere le strutture che servono per sostenere e formare, con apparecchiature e tubazioni, l'insieme dell'impianto industriale. Come si vede, ci si trova di fronte ad un'ampia e complessa casistica che non consente di formulare una generalizzata definizione di ciò che si è inteso comprendere nel concetto di "opere di ingegneria civile", costituenti l'oggetto delle norme di cui trattasi."

Si chiede, pertanto, se per tali sistemi ed apparecchiature vi sia l'obbligo dell'autorizzazione o del deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 e 94 del DPR 380/01

R. Si rinvia al parere di questo CTS nel 2013 (Raccolta pareri 1/2013) specificando che, in generale, un impianto ascensore, può essere considerato "macchina", in tutti i suoi componenti, fissi o in movimento, fino alle guide di corsa, restando escluso il "castello", generalmente metallico e con funzione portante per l'ascensore, il quale è da ritenersi elemento strutturale, ancorché secondario, e per il quale occorre il deposito del progetto ai sensi dell'artt. 65 e 93 del DPR 380/2001.

52. Muri di sostegno in c.a. (Arch. Mammini)

Q. Si richiede se, per i muri di contenimento del terreno in c.a., sia necessario, in riferimento alle NTC 2008, un'armatura minima orizzontale di ripartizione e se, eventualmente, questa armatura possa essere disposta su una sola faccia.

Analogamente si richiede quale sia la quantità minima di armatura verticale e se, anche quest'ultima, debba essere necessariamente disposta su entrambe le facce.

Inoltre si vorrebbe sapere se la attuale normativa consenta l'esecuzione di muri di contenimento del terreno a semi gravità, con armatura disposta solo alla base del muro, tra fondazione e parete in elevazione.

R. In riferimento alla questione sollevata si rileva anzitutto che le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi di cui al Cap. 7 riguardano *Pareti in c.a.* e quindi elementi strutturali prevalentemente sollecitati nel proprio piano.

Nello specifico delle opere di sostegno non sembrano emergere nella norma prescrizioni che precludano la realizzazione di muri non armati a gravità. Qualora comunque nella progettazione si affidi la resistenza a delle armature, dovranno essere previste anche le barre orizzontali opportunamente disposte e collegate atte a garantire la ripartizione ed impedire l'instabilità delle barre compresse.

53. Interventi di adeguamento. Variazione di classe e/o destinazione d'uso

Q. Il punto 8.4.1 delle NTC (Interventi di adeguamento) riporta:

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a);
- b);
- c) *apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;*
- d)

Si chiede se, ai fini dell'obbligatorietà della valutazione della sicurezza e dell'eventuale adeguamento sismico, l'incremento del carico globale in fondazione sia un elemento necessario per entrambe le condizioni (cambio di classe e di destinazione d'uso).

In particolare si chiede se il cambio di classe possa determinare la necessità, oltre che della valutazione della sicurezza (già stabilito dalle stesse NTC al punto 8.3) anche dell'adeguamento, indipendentemente dall'incremento del carico globale in fondazione.

R. Si ritiene che il punto c) del punto 8.4.1 si applichi (valutazione della sicurezza e, se necessario, adeguamento della costruzione) se la variazione di classe è accompagnata anche dall'incremento di carico globale in fondazione superiore al 10%. In altre parole si ritiene che, anche in riferimento a quanto previsto al punto 8.3 comma 3, la sola variazione di classe (da intendersi in senso accrescitivo) comporta obbligatoriamente la sola valutazione della sicurezza, con confronto tra lo stato antecedente e quello di progetto.

54. Valutazione della sicurezza sulle fondazioni di costruzioni esistenti

Q. *E' possibile omettere verifiche e relativi interventi sulle strutture di fondazione per edifici con tipologia strutturale diversa dalla muratura, qualora siano contemporaneamente rispettate tutte le condizioni indicate nella paragrafo §C8A.5.11 della Circolare n. 617 del 02/02/2009?*

Il quesito viene posto perché l'unico riferimento della normativa attuale dove possiamo trovare indicazioni è il paragrafo §C8A.5.11 della Circolare n. 617 del 02/02/2009, all'interno del cap. C8A.5 "Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura" relativo appunto a edifici in muratura, che in merito agli interventi in fondazione riporta che, "è in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- a) *nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;*
- b) *gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;*
- c) *gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;*
- d) *siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche".*

Per le altre tipologie strutturali non c'è nessuna indicazione al riguardo.

La mancanza di riferimenti generali del "problema degli interventi sulle fondazioni esistenti" nell'attuale normativa è stato rilevato anche dal legislatore che, nelle bozze delle Nuove Norme Tecniche approvate dal Consiglio dei Lavori Pubblici nel Novembre 2014, ha introdotto l'esclusione di provvedimenti in fondazione all'interno del Decreto al capitolo 8 "Costruzioni esistenti".

La bozza di norma prevede che "per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso un idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3".

Il paragrafo 8.3 Valutazione della sicurezza riporta:

“Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione deve essere eseguita solo se sussistono condizioni che possono dare luogo a fenomeni di instabilità globale o si verifichi una delle seguenti condizioni:

- nella costruzioni siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni simiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovute alle azioni sismiche di progetto.”

Si ricorda che nelle norme precedenti, sia il D.M. LL.PP del 24.01.1986 che D.M. LL.PP del 16.01.1996 entrambi relativi alle “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”, al paragrafo §C.9.3.3 riguardante i provvedimenti tecnici in fondazione negli interventi sugli edifici esistenti, il legislatore prevede che possano essere omesse le verifiche sulle fondazioni nel caso siano verificate

contemporaneamente tutte le seguenti circostanze:

- nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- gli interventi di adeguamento non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche valutate assumendo $\beta=2$.

In progetti su costruzioni esistenti, indipendentemente dal tipo l'intervento (adeguamento o miglioramento) nel quale si esegue la valutazione della sicurezza, quest'ultima deve essere estesa anche alle fondazioni, qualsiasi sia la tipologia strutturale con la quale è stata realizzata, oppure è possibile omettere le verifiche sulle strutture di fondazione, nonché i relativi interventi, qualora siano rispettate le suddette condizioni?

R. Anche alla luce della futuro orientamento normativo si ritiene che quanto espresso al punto CA.5.11 della Circolare esplicativa n. 617/2009 sia applicabile anche per altre tipologie di edifici, non necessariamente in muratura. In questi casi il Progettista dovrà prestare particolare attenzione, specialmente nel caso in cui la tipologia di fondazione e/o la particolarità della costruzione non siano riconducibili o raffrontabili con gli edifici in muratura e le loro usuali strutture fondali.

55. Scelta del coefficiente di struttura e procedimento di calcolo per edifici progettati con parti non dissipative

Q. Con riferimento al voto n.53/2011 del CSLP – Ministero Infrastrutture (in allegato), quesito n.5 e relativa risposta, si chiede il seguente chiarimento:

Premessa

Il parere espresso dal Ministero esplicita la possibilità di realizzare strutture nel complesso dissipative con parti non dissipative (queste ultime verificate quindi con spettro elastico $q=1$), tenendo conto di una riduzione del fattore di struttura per la verifica della porzione dissipativa (stabilita dal progettista sulla base di criteri di non regolarità e considerazioni progettuali).

Contesto

Fabbricato con struttura in calcestruzzo armato fino al piano sottotetto, solaio di copertura a capanna in laterocemento sorretto da pilastri e travi principali in acciaio, travi porta-gronda e cordoli di collegamento in calcestruzzo.

Si chiede quale delle 2 procedure di calcolo tra le due di seguito illustrate è da ritenersi corretta (A + B + C1) oppure (A + B + C2):

A) *Procedere alla scelta del fattore di struttura tra i valori previsti in normativa per fabbricati con un piano in meno rispetto al fabbricato reale e applicando la non regolarità in altezza (tenendo conto con queste scelte della presenza dell'ultimo piano non dissipativo).*

B) Verificare tutta la porzione al disopra dell'ultimo piano in c.c.a. (impalcato di copertura, pilastri di sottotetto e collegamento alle strutture sottostanti) con azioni generate da analisi con fattore di struttura unitario.

C1 Verificare tutta la porzione di fabbricato in c.c.a. sottostante adottando il fattore di struttura scelto con i criteri di cui sopra.

C2 Verificare tutta la porzione di fabbricato in c.c.a. sottostante adottando il fattore di struttura scelto con i criteri di cui sopra, ma generando un modello di calcolo in cui all'interfaccia con la porzione dissipativa si sviluppino i taglianti sismici X, Y e Mt congruenti con quelli presenti nell'analisi con spettro elastico dell'intera struttura.

R. Anche se in base al voto 53/2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (in Appendice) si ritiene possibile, in linea di principio “realizzare una struttura, nel suo complesso dissipativa, contenente una parte non dissipativa”, questo CTS ritiene di sconsigliare tale scelta progettuale per le numerose complicazioni concettuali e di calcolo che essa comporta. Si ritiene importante, invece, fare presente che, nell'ambito delle strutture dissipative esistono numerose soluzioni semplificative per risolvere le problematiche di natura strutturale evidenziate, specie nell'ambito delle costruzioni in acciaio.

Ciò premesso questo CTS ritiene che il corretto metodo di progetto sia quello che prevede la realizzazione di un modello (comprendente tanto la parte dissipativa quanto quella non dissipativa) da verificare in analisi non lineare, statica o dinamica (nel rispetto del punto 7.3.4 delle NTC 2008). Si ritiene, inoltre, accettabile la soluzione proposta nel quesito nella fattispecie (A+B+C1) specificando che sia al punto B che al punto C1 il calcolo sia effettuato con modelli che rappresentino la struttura nella sua globalità e con l'esclusione della possibilità dell'uso dell'analisi lineare statica per l'irregolarità in altezza. I nodi di collegamento tra la parte non dissipativa e quella dissipativa devono essere calcolati con quanto deriva dal calcolo effettuato con $q=1$. Si precisa, infine, che la presente risposta deve essere contestualizzata al particolare caso in esame e non deve essere generalizzata a situazioni più complesse che devono essere analizzate caso per caso.

56. Livello di sicurezza per interventi su edifici “rilevanti”

Q. Si tratta di un edificio in muratura ordinaria che era destinato fino a pochi anni fa alla lavorazione dei tabacchi di proprietà della (...omissis...). Il progetto prevede un miglioramento sismico con cambio della destinazione d'uso da opificio a locali pubblici comunali utilizzabili per attività di formazione e simili; l'incremento del coefficiente di sicurezza riguardo la resistenza alle azioni sismiche in molti punti è solo del 10% e pertanto si ha una vita nominale molto bassa. Si pone il problema su quale posizione assumere in relazione al livello obiettivo fissato dalle Direttive Regionali e quale parere rendere sulla pratica progetto: è di fatti accettabile un aumento della capacità ricettiva dell'immobile senza un adeguato livello di sicurezza sismica?

Nel caso specifico peraltro si evidenzia come la Soprintendenza ai BB.AA.CC. si sia già positivamente espressa in relazione alle linee guida ministeriali, pronunciandosi anche ai fini della sismica.

R. Visto il precedente parere in merito reso da questo CTS nel 2012 (quesito Ing. Barberi, n. 33), fermo restando che sia fortemente consigliato l'intervento di adeguamento sismico, nonostante le ultime espressioni in materia da parte del Dipartimento di Protezione Civile (nota DIP/TERAG16/0004882 del 22/1/2017), si può esprimere un parere positivo in relazione al miglioramento sismico, facendo presente che la verifica dell'ufficio esula:

- dalle eventuali precauzioni e/o limitazioni d'uso dei locali oggetto del presente intervento di consolidamento sismico, in quanto tali attività competono esclusivamente al proprietario così come indicato al par. 8.3 delle NTC2008, par. C8.3 della relativa circolare ministeriale esplicativa ed in modo ancor più specifico al punto 2.2 delle «Linee guida 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»;
- dalla valutazione di cui all'art. 7.2.2 del D.M. 14/01/2008 in quanto, sin dalla L.R. 88/1982 e poi col DM 14/09/2005, attività rientrante nell'accertamento di conformità anche urbanistica di competenza dell'Amministrazione Comunale.

57. Valore del fattore di struttura per strutture in muratura non regolari in pianta

Q. Al paragrafo 7.3 della norma NTC 08, in riferimento alla determinazione del coefficiente di Struttura q , si specifica che:

“Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un’analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.”

In effetti, in linea con quanto sopra indicato, al par. 7.4.3.2 per il cemento armato ed al par 7.5.2.2 per l'acciaio vengono forniti i valori di α_u/α_1 che possono essere adottati rispettivamente nel caso di strutture regolari in pianta.

Mentre, per quanto riguarda la muratura al par 7.8.1.3 vengono indicati i valori che possono essere adottati senza peraltro far riferimento alla specifica regolarità in pianta:

“Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un’analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.”

Da parte di alcuni professionisti si sostiene quindi che, nel caso della muratura, i valori sopraindicati del rapporto α_u/α_1 , in quanto ben inferiori al valore massimo consentito pari a 2,5, si possano utilizzare a prescindere o meno dalla regolarità in pianta dell'edificio, fermo restando esclusivamente il fattore riduttivo di 0,8 nel caso della non regolarità in altezza.

In maniera del tutto analoga, per le costruzioni esistenti in muratura, al par C8.7.1.2 si legge:

“Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1$ negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u/α_1 pari a 1,5. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano”

In tale contesto secondo il professionista interlocutore, nel caso di edificio non regolare in altezza e non regolare in pianta può essere comunque applicato, in assenza di più precise valutazioni, un fattore di struttura pari a:

$$q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

mentre, seguendo un diverso ragionamento, che tiene conto di quanto indicato al paragrafo 7.3, otteniamo:

$$q = 1,5 \times ((1+1,4)/2) \times 0,8 = 1,44 \text{ per edificio ad un piano non regolare in pianta ed in altezza;}$$

$q = 1,5 \times ((1+1,8)/2) \times 0,8 = 1,68$ per edificio a due o più piani non regolare in pianta ed in altezza;

ottenendo quindi un risultato inferiore al precedente.

Ma soprattutto occorre considerare che, non tenendo conto delle indicazioni specifiche che riducono il fattore di struttura per edifici non regolari in pianta, otterremmo il risultato che due edifici in muratura, uno regolare in pianta ed uno non regolare in pianta potrebbero avere lo stesso fattore di struttura il che anche intuitivamente appare assurdo.

Per concludere comunque, come peraltro rivendicato da parte dei professionisti, si evidenzia che in tutti i casi citati nella norma viene utilizzato il verbo “POSSONO”, il che lascia pensare che si tratti di semplici indicazioni progettuali paragonabili a suggerimenti e non prescrizioni, e che pertanto il progettista abbia la maggior autonomia nelle valutazioni tecniche che portano alla scelta del fattore di struttura.

R. Si ritiene che le indicazioni fornite par 7.3.1 per la determinazione del valore del rapporto α_u / α_l rispettivamente per le costruzioni regolari in pianta e per quelle non regolari in pianta si applicano per tutte le diverse tipologia costruttive trattate nei paragrafi successivi della norma, a meno che il progettista non proceda ad una valutazione specifica del rapporto α_u / α_l mediante una analisi non lineare.

APPENDICE 1

VERIFICHE DI STABILITA' DI PALI METALLICI POLIGONALI E CIRCOLARI IN CLASSE 4 UTILIZZATI PER IL SOSTEGNO DI PALE EOLICHE E ANTENNE

INTRODUZIONE

Nel presente allegato vengono affrontate le verifiche di resistenza di sezioni circolari cave di grande diametro e spessore contenuto che sono soggette al fenomeno dell'instabilità locale (local buckling). In particolare si stabiliscono dei metodi per la determinazione delle proprietà efficaci in compressione (A_{eff}) ed in flessione (W_{eff}), necessarie per effettuare le verifiche di stabilità in regime di pressoflessione. L'analisi di seguito riportata è condotta facendo variare le seguenti variabili principali: la classe del materiale, il diametro della sezione e lo spessore della sezione.

Per i materiali sono stati considerati acciai S235, S275, S355, S420 ed S460. Per il diametro sono stati analizzati i casi di 500, 800 e 1000 mm, mentre per gli spessori sono stati considerati i valori di 4, 6, 8, 10 e 12 mm.

1. FENOMENI DI INSTABILITA' LOCALE, DISTORSIONALE E GLOBALE

I profili formati a freddo in parete sottile con sezione aperta, sono caratterizzati da una serie di fenomeni di instabilità che qui di seguito vengono sinteticamente descritti.

Consideriamo a titolo di esempio un elemento *cold-formed* con sezione a C, che si suppone composto da un insieme di lastre piane – in letteratura “plate” - mutuamente collegate lungo bordi comuni definiti “fold line” (Fig. 1).

Le definizioni per i modi di instabilità di elementi a parete sottile che possono essere considerate come le più comunemente usate sono le seguenti:

- *L'instabilità locale* è normalmente definita come il modo che implica solo deformazioni degli elementi plate, senza la traslazione delle linee di intersezione con gli elementi piani adiacenti (Fig. 2);
- *L'instabilità distorsionale* è caratterizzata da una distorsione della sezione che coinvolge la traslazione di alcune delle linee di bordo (Fig. 3);
- *L'instabilità globale* è un modo dove l'elemento si deforma senza che si verifichi la deformabilità della sezione trasversale;

in modo particolare si distingue in tale ambito:

- un modo *flessionale*, in cui si verifica un traslazione della sezione, per cui l'asse dell'asta sbanda trasversalmente nel piano di minor rigidezza flessionale (Fig. 4a);
- un modo *torsionale*, tale per cui si ha pura rotazione della sezione e l'asse dell'elemento si mantiene rettilineo (Fig. 4b);
- un modo *flesso-torsionale*, in cui si verifica una roto-traslazione della sezione, cioè l'asta si torce, ma simultaneamente il suo asse sbanda trasversalmente, senza però ulteriori deformazioni della sezione trasversale (Fig. 4c);

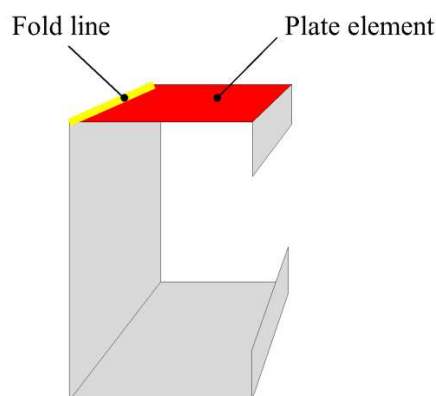


Fig. 1 – Definizione per profilo a “C” di fold line e plate

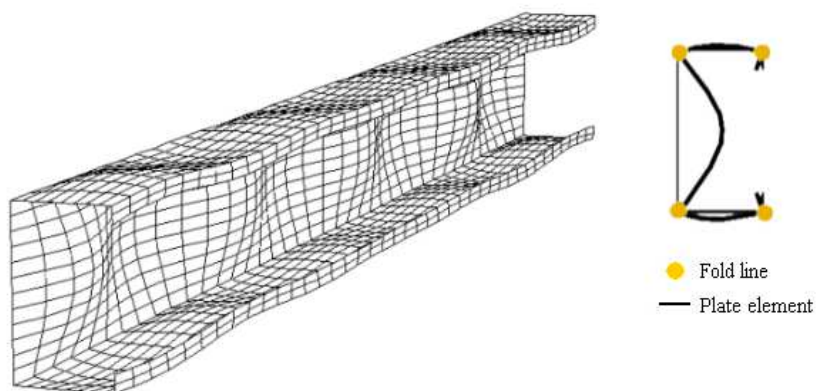


Fig. 2 – Instabilità locale

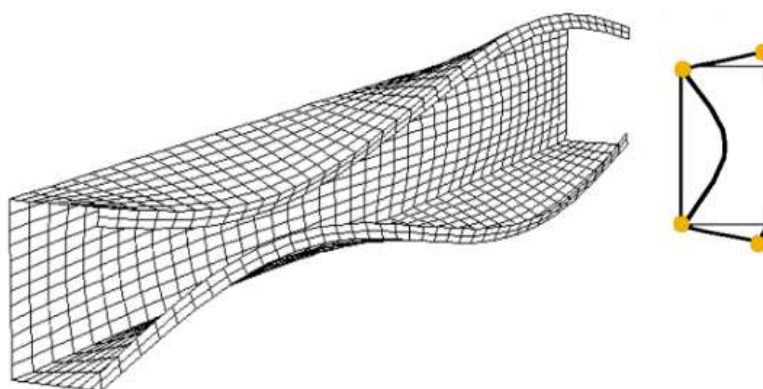


Fig. 3 – Instabilità distorsionale

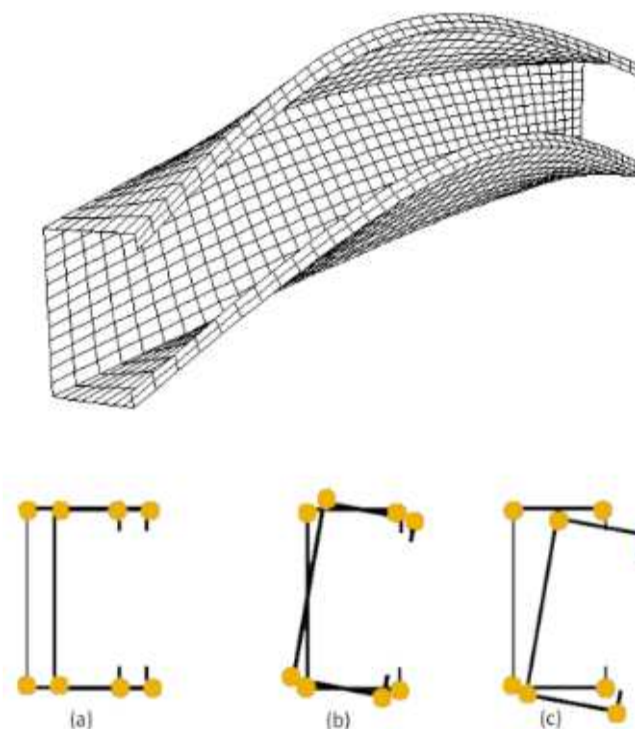


Fig. 4 – Instabilità globale: (a) flessionale (b) torsionale (c) flesso-torsionale

Per le sezioni cave circolari, alcuni fenomeni di instabilità, quali ad esempio l'instabilità distorsionale, non sono d'interesse. Per questo tipo di sezioni permangono i problemi di instabilità locale ed ovviamente di instabilità flessionale globale.

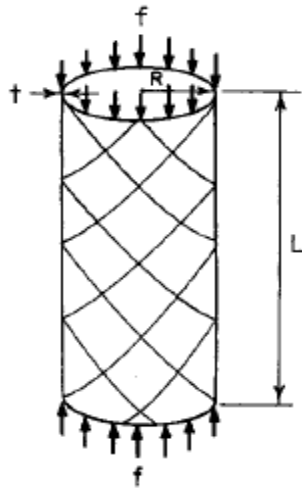


Figura 5 - Instabilità locale per un profilo cavo circolare in compressione

2. CLASSIFICAZIONE SECONDO IL D.M. 14/01/2008

I profili generalmente utilizzati per queste applicazioni hanno un diametro esterno di 1000 mm ed uno spessore variabile da 6 a 10 mm. Le NTC 2008 propongono una classificazione delle sezioni in acciaio al punto 4.2.3.1 (in analogia a quanto proposto dall'Eurocodice 3):

Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive con i risultati relativi ai profili ed ai materiali che stiamo analizzando.

Tabella 1: classificazione della sezione di diametro 500 mm al variare dello spessore e del materiale

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t		CLASSE	ACCIAIO
500X4	500	4	125,00	$>90*\epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
500X6	500	6	83,33	$>90*\epsilon^2$	4	S275, S355,S420,S460
				$<90*\epsilon^2$	3	S235
500X8	500	8	62,50	$>90*\epsilon^2$	4	S355,S420,S460
				$<90*\epsilon^2$	3	S275
				$<70*\epsilon^2$	2	S235
500X10	500	10	50,00	$>90*\epsilon^2$	4	S460
				$<90*\epsilon^2$	3	S355,S420
				$<70*\epsilon^2$	2	S275
				$\leq 50*\epsilon^2$	1	S235
500X12	500	12	41,67	$<90*\epsilon^2$	3	S420,S460
				$<70*\epsilon^2$	2	S355
				$<50*\epsilon^2$	1	S235,S275

Tabella 2: classificazione della sezione di diametro 800 mm al variare dello spessore e del materiale

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t		CLASSE	ACCIAIO
800X4	800	4	200,00	$>90*\epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
800X6	800	6	133,33	$>90*\epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
800X8	800	8	100,00	$>90*\epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
800X10	800	10	80,00	$>90*\epsilon^2$	4	S275, S355,S420,S459
				$<90*\epsilon^2$	3	S235
800X12	800	12	66,67	$>90*\epsilon^2$	4	S355,S420,S460
				$<90*\epsilon^2$	3	S275
				$<70*\epsilon^2$	2	S235

Tabella 3: classificazione della sezione di diametro 1000 mm al variare dello spessore e del materiale

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t		CLASSE NTC	ACCIAIO
1000X4	1000	4	250,00	$>90*\epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
1000X6	1000	6	166,67	$>90*\epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
1000X8	1000	8	125,00	$>90*\epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
1000X10	1000	10	100,00	$>90*\epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
1000X12	1000	12	83,33	$>90*\epsilon^2$	4	S275, S355,S420,S460
				$<90*\epsilon^2$	3	S235

Dalla tabella 3 si può dedurre che la sezione di diametro 1000 mm rientra quasi sempre in classe 4 tranne nel caso in cui si usi un acciaio S235 associato ad uno spessore di 12 mm.

3. PROPOSTA PER LA DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE EFFICACI

Le NTC2008 forniscono quindi un metodo per classificare le sezioni cave circolari, ma non danno particolari indicazioni per il calcolo delle proprietà efficaci poi richieste in fase di verifica. Pur restando sempre possibile la strada della modellazione numerica, si propone qui di utilizzare il metodo proposto dal codice

AISI americano (AISI S100-2007 : “North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members” e il relativo COMMENTARY of “North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members”) ed in particolare il Punto:

C. MEMBERS

C3. Flexural member

C3.1.3. Flexural Strength Resistance of Closed Cylindrical Tubular Members

C4. Concentrically Loaded Compression Member

C4.1.5. Closed Cylindrical Tubular Sections

Il punto C4 (ovvero C4.1.5) è quello di seguito riportato inerente il calcolo dell’area efficace dell’elemento compresso.

Il metodo per la determinazione della resistenza ultima a compressione di un profilo soggetto a fenomeno di instabilità locale, è ben descritto dal grafico riportato in figura 5, dove si può osservare che esistono due zone in cui le prestazioni sono determinate dai fenomeni di instabilità.

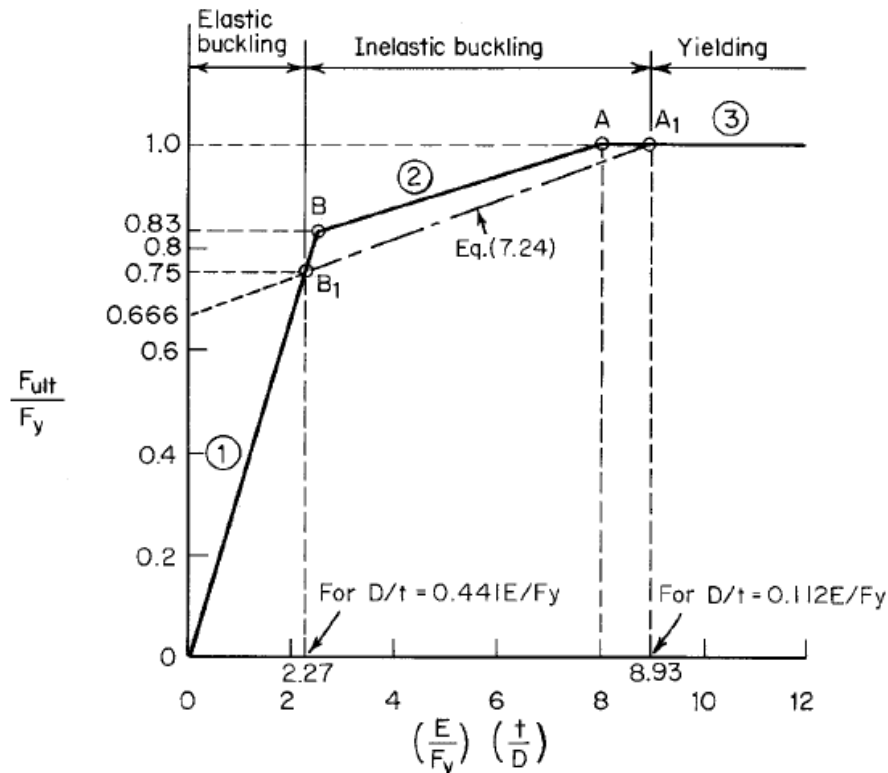


Figura 6 – Resistenza ultima delle sezioni cave per “local buckling”

In particolare:

- Per $D/t > 0.441 E/F_y$ si ha:

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0.33 \times \left(\frac{E}{F_y}\right) \times \left(\frac{t}{D}\right)$$

- Per $0.112 E/F_y < D/t \leq 0.441 E/F_y$ si ha:

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0.037 \times \left(\frac{E}{F_y}\right) \times \left(\frac{t}{D}\right) + 0.667$$

- Per $D/t \leq 0.112 E/F_y$ si ha:

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 1$$

Utilizzando questo approccio si ottengono i risultati in termini di efficacia della sezione compressa riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 4: aree efficaci per il profilo cavo di diametro 500

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t	CLASSE NTC	ACCIAIO	A (mm ²)	A _{eff} (mm ²)	A _{eff} / A
500X4	500	4	125,00	4	S235	6230	5803	0,93
				4	S275	6230	5563	0,89
				4	S355	6230	5246	0,84
				4	S420	6230	5077	0,81
				4	S460	6230	4997	0,80
500X6	501	6	83,50	3	S235	9307	9307	1,00
				4	S275	9307	9307	1,00
				4	S355	9307	8652	0,93
				4	S420	9307	8274	0,89
				4	S460	9307	8094	0,87
500X8	502	8	62,75	2	S235	12359	12359	1,00
				3	S275	12359	12359	1,00
				4	S355	12359	12359	1,00
				4	S420	12359	11902	0,96
				4	S460	12359	11584	0,94
500X10	503	10	50,30	1	S235	15386	15386	1,00
				2	S275	15386	15386	1,00
				3	S355	15386	15386	1,00
				3	S420	15386	15386	1,00
				4	S460	15386	15386	1,00
500X12	504	12	42,00	1	S235	18388	18388	1,00
				1	S275	18388	18388	1,00
				2	S355	18388	18388	1,00
				3	S420	18388	18388	1,00
				3	S460	18388	18388	1,00

Tabella 5: aree efficaci per il profilo cavo di diametro 800

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t	CLASSE NTC	ACCIAIO	A (mm ²)	A _{eff} (mm ²)	A _{eff} / A
800X4	800	4	200,00	4	S235	9998	8321	0,83
				4	S275	9998	8081	0,81
				4	S355	9998	7763	0,78
				4	S420	9998	7593	0,76
				4	S460	9998	7513	0,75
800X6	800	6	133,33	4	S235	14959	13687	0,91
				4	S275	14959	13148	0,88
				4	S355	14959	12433	0,83
				4	S420	14959	12053	0,81
				4	S460	14959	11873	0,79
800X8	800	8	100,00	4	S235	19895	19895	1,00
				4	S275	19895	18891	0,95
				4	S355	19895	17624	0,89
				4	S420	19895	16951	0,85
				4	S460	19895	16631	0,84
800X10	800	10	80,00	3	S235	24806	24806	1,00
				4	S275	24806	24806	1,00
				4	S355	24806	23332	0,94
				4	S420	24806	22282	0,90
				4	S460	24806	21783	0,88
800X12	800	12	66,67	2	S235	29692	29692	1,00
				3	S275	29692	29692	1,00
				4	S355	29692	29553	1,00
				4	S420	29692	28044	0,94
				4	S460	29692	27327	0,92

Tabella 6: aree efficaci per il profilo cavo di diametro 1000

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t	CLASSE NTC	ACCIAIO	A (mm ²)	A _{eff} (mm ²)	A _{eff} / A
1000X4	1000	4	250,00	4	S235	12510	9998	0,80
				4	S275	12510	9758	0,78
				4	S355	12510	9439	0,75
				4	S420	12510	9270	0,74
				4	S460	12510	9189	0,73
1000X6	1000	6	166,67	4	S235	18727	16206	0,87
				4	S275	18727	15666	0,84
				4	S355	18727	14950	0,80
				4	S420	18727	14570	0,78
				4	S460	18727	14389	0,77
1000X8	1000	8	125,00	4	S235	24919	23212	0,93
				4	S275	24919	22254	0,89
				4	S355	24919	20984	0,84
				4	S420	24919	20309	0,82
				4	S460	24919	19988	0,80
1000X10	1000	10	100,00	4	S235	31086	31086	1,00
				4	S275	31086	29518	0,95
				4	S355	31086	27538	0,89
				4	S420	31086	26485	0,85
				4	S460	31086	25985	0,84
1000X12	1000	12	83,33	3	S235	37228	37228	1,00
				4	S275	37228	37228	1,00
				4	S355	37228	34609	0,93
				4	S420	37228	33096	0,89
				4	S460	37228	32377	0,87

Le tabelle 4, 5 e 6 mostrano che il metodo AISI risulta in accordo con la classificazione delle NTC2008; nell'ultima colonna a destra sono stati messi in evidenza (in grassetto) i casi in cui esistono delle minime discrepanze che nel caso di sezioni in classe 4. In questo caso si consiglia di assumere, a vantaggio di sicurezza, il valore di A_{eff}/A inferiore più vicino nella tabella.

Per quanto riguarda le proprietà efficaci in flessione, si può affermare che la tensione critica per instabilità locale in regime di flessione per questo tipo di profilo è sicuramente più alta delle tensione critica per instabilità locale in regime di compressione.

Allo stesso modo nel punto C3 (ovvero C3.1.3) viene trattato il problema della proprietà resistente dell'elemento semplicemente inflesso.

Con il metodo AISI si ricavano le proprietà efficaci della sezione compressa e della sezione inflessa, pertanto utilizzando le formule di verifica generali per la pressoflessione proposte da EC3 o da NTC2008 (dove servono A_{eff} e W_{eff}), si possono inserire all'interno delle formule di verifica le proprietà relative a sezioni diverse.

Un software basato sulle AISI di cui sopra è il CFS version 7.0.0 prodotto da RSG software scaricabile dal sito www.rsgsoftware.com nella versione "limitata".

Rimandando al metodo AISI per una valutazione più circostanziata, si può assumere a vantaggio di sicurezza una sezione con A_{eff} ridotta come per lo stato di compressione, assumendo per il calcolo del W_{eff} una sezione con lo stesso diametro medio (D_m) di quella effettiva e spessore ridotto in modo da avere la stessa A_{eff} e cioè ricavando lo spessore t dalla seguente espressione:

ed calcolando di conseguenza il W_{eff} .

$$A_{eff} = \pi \cdot D_m \cdot t_{eff}$$

Appendice 2

La verifica di stabilità dei pannelli murari caricati da forza normale eccentrica. Coefficienti di riduzione della resistenza

Prof. Anna De Falco – Università di Pisa - Scuola di Ingegneria

LA VERIFICA DI STABILITÀ DEI PANNELLI MURARI CARICATI DA FORZA NORMALE ECCENTRICA: COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA

Anna De Falco

1. PREMESSA

Nell'ambito delle verifiche degli edifici esistenti, il metodo semplificato per la valutazione della stabilità delle pareti in muratura soggette a carichi verticali proposto dalle NTC2008 risulta in genere estremamente penalizzante. Nel seguito si presenta una soluzione analitica del problema per valutare l'entità dei valori del coefficiente di riduzione della resistenza in rapporto a quelli proposti dai codici normativi.

2. LA STABILITÀ DI UN PANNELLO MURARIO SOGGETTO AD AZIONI VERTICALI: VALUTAZIONI TEORICHE

La valutazione della stabilità di un maschio murario soggetto ad azioni verticali può essere effettuata ricercando il carico critico su un modello estremamente semplificato, costituito da un pilastro prismatico di materiale elastico non lineare, non resistente a trazione, caricato da una forza eccentrica diretta secondo l'asse. In questo caso, le variabili in gioco sono le seguenti:

- forma e dimensioni geometriche della sezione trasversale;
- vincoli alle estremità;
- eccentricità del carico;
- non perfetta rettilineità dell'asse dell'elemento;
- deformabilità del materiale;
- resistenza a compressione del materiale;
- duttilità del materiale.

2.1 Il modello: ipotesi fondamentali

Il modello più semplice, il cui comportamento può essere descritto attraverso relazioni dedotte analiticamente, è quello di un elemento monodimensionale con le estremità libere di ruotare e impedito di spostarsi trasversalmente, caricato da forze eccentriche sulle basi [1], [2] e [3]. Le ipotesi fondamentali sono le seguenti:

- sezione trasversale di forma rettangolare;
- materiale elastico non lineare, non resistente a trazione e limitatamente resistente a compressione, con limitata duttilità;
- peso proprio nullo;
- carichi concentrati agenti in direzione assiale, applicati sulle basi con la medesima eccentricità;
- possibilità di rotazione delle sezioni di estremità, in corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi;
- mantenimento delle sezioni piane in flessione (ipotesi di Bernoulli-Navier).

Il legame costitutivo (σ , ϵ) del materiale in termini monodimensionali è illustrato in figura 1, in cui è riportato anche il dominio delle sollecitazioni ammissibili (\bar{N}, \bar{M}) per la sezione. Nel grafico le variabili forza normale N e momento flettente M sono state adimensionalizzate, rispettivamente, con $d \cdot h \cdot \sigma_0$ e $d^2 \cdot h \cdot \sigma_0$, dove d e h sono le dimensioni trasversale e longitudinale della sezione e σ_0 la resistenza a compressione del materiale.

L'area interna al dominio risulta suddivisa in quattro zone, ciascuna delle quali è caratterizzata da un particolare andamento degli sforzi nella sezione. Nella regione Ω_1 la sezione è

interamente compressa: lungo la frontiera r_1 si attinge il valore nullo sul bordo della sezione e lungo r_2 si raggiunge il limite di resistenza σ_0 del materiale. Nella regione Ω_2 la sezione è parzializzata, la distribuzione dello sforzo nella sezione è lineare in un tratto di lunghezza b e, lungo la frontiera α , raggiunge il limite di resistenza σ_0 sul bordo. In Ω_3 la sezione è interamente compressa con distribuzione lineare su un tratto b e distribuzione costante, pari a σ_0 , su un tratto di lunghezza a . Sulla frontiera β lo sforzo attinge il valore nullo ad un estremo della sezione. Infine in Ω_4 la sezione è parzializzata e lo sforzo è lineare per un tratto di lunghezza b e costante, pari a σ_0 , per il tratto di lunghezza a (Fig. 1). Sulla frontiera Γ del dominio (\bar{N}, \bar{M}) la distribuzione dello sforzo nella sezione è costante di valore σ_0 , ma la sezione è sempre parzializzata salvo che in corrispondenza dell'intersezione di Γ con l'asse delle ascisse, dove si verifica la compressione uniforme di valore σ_0 . Al variare della duttilità del materiale, definita come rapporto tra deformazione ultima e quella elastica, la curva limite Γ assume diverse forme, mostrate a tratteggio sempre in figura 1.

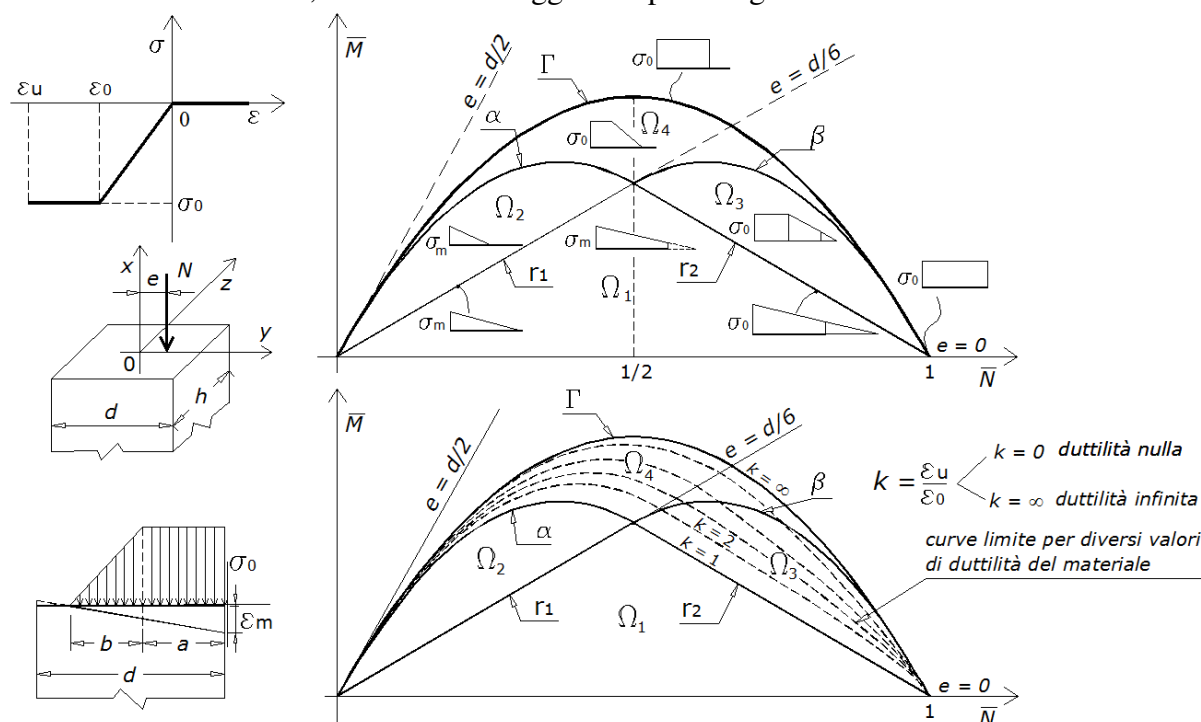


Fig. 1 Legame costitutivo monodimensionale per materiale non resistente a trazione e limitatamente a compressione - diagramma delle sollecitazioni ammissibili (\bar{N}, \bar{M}) per la sezione rettangolare.

2.2 Le curve di stabilità

Il calcolo della stabilità del pilastro viene affrontato tenendo conto sia della non linearità costitutiva, sia di quella geometrica. Il parametro adimensionale di spostamento trasversale α della generica sezione è definito come rapporto tra la distanza u del lembo più compresso dalla retta di applicazione del carico e il lato d della sezione (Fig. 2a), mentre il parametro adimensionale di carico n^2 è definito come rapporto tra il carico N e il carico critico euleriano N_E del pilastro di dimensioni $d \times h$, costituito da materiale elastico lineare.

Integrando la linea elastica dell'asse del pilastro, in vista della diversa distribuzione dello sforzo nella sezione lungo l'asse dell'elemento, si ricava la relazione che fornisce l'andamento del parametro di carico n^2 in funzione del parametro di spostamento laterale α_0 , relativo alla sezione di mezzeria del pilastro.

Le risultanti curve di stabilità \mathcal{L} illustrate in Fig. 2b, tracciate per alcuni valori di eccentricità del carico sulle sezioni di estremità, $e_1 = d/20$, $e_2 = d/6$ ed $e_3 = d/3.5$, sono disegnate in nero a tratto spesso e sono relative alla condizione di infinita resistenza a compressione del materiale. Esse mostrano un tratto crescente e uno decrescente, comportamento tipico del

fenomeno di instabilità per cedimento progressivo. La situazione di pilastro indeformato si colloca all'intersezione della curva Σ con l'asse delle ascisse, in corrispondenza dell'ascissa massima; al crescere dello spostamento laterale, procedendo dunque in direzione contraria all'asse delle ascisse, la curva Σ descrive il ramo stabile, fino a raggiungere il massimo, dove si individua il parametro critico di carico n_{cr}^2 . Il successivo tratto discendente, fino al raggiungimento dell'origine degli assi, rappresenta il ramo instabile. Il punto ad ascissa nulla rappresenta la condizione limite per l'equilibrio, quando la retta di applicazione del carico risulta tangente al pilastro in corrispondenza della sezione di mezzeria.

In rosso a tratteggio in figura 2b sono indicate le curve di stabilità γ relative alla limitata resistenza a compressione del materiale, che iniziano a partire da un punto appartenente alla curva Σ , quando lo sforzo nella sezione raggiunge in un punto il limite a compressione del materiale. Ciò avviene in relazione al valore della snellezza generalizzata $\bar{\lambda}$, definita dall'espressione

$$\bar{\lambda} = \frac{2L}{d} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}}, \quad (1)$$

dove L è la semi-altezza del pilastro ed E il modulo elastico del materiale.

Minore è la snellezza $\bar{\lambda}$ del pilastro, maggiore è la sua tendenza ad esibire il comportamento non lineare a compressione del materiale, quindi ad abbandonare la curva Σ per percorrere la γ . Una conseguenza di ciò è il minor valore del carico critico attinto dal pilastro quanto è minore la snellezza generalizzata $\bar{\lambda}$.

Infine, in presenza di limitata duttilità k del materiale, le curve γ risultano interrotte da curve tracciate a duttilità costante χ , rappresentate a tratto continuo in Fig. 2b. La crisi del pilastro può così avvenire secondo una delle due modalità: per raggiungimento della deformazione limite del materiale o per instabilità.

Le rette a tratteggio, relative a diversi valori della snellezza generalizzata, congiungenti l'origine con l'intersezione tra le curve γ e la χ , sono le stesse per ogni valore dell'eccentricità, a parità di duttilità del materiale.

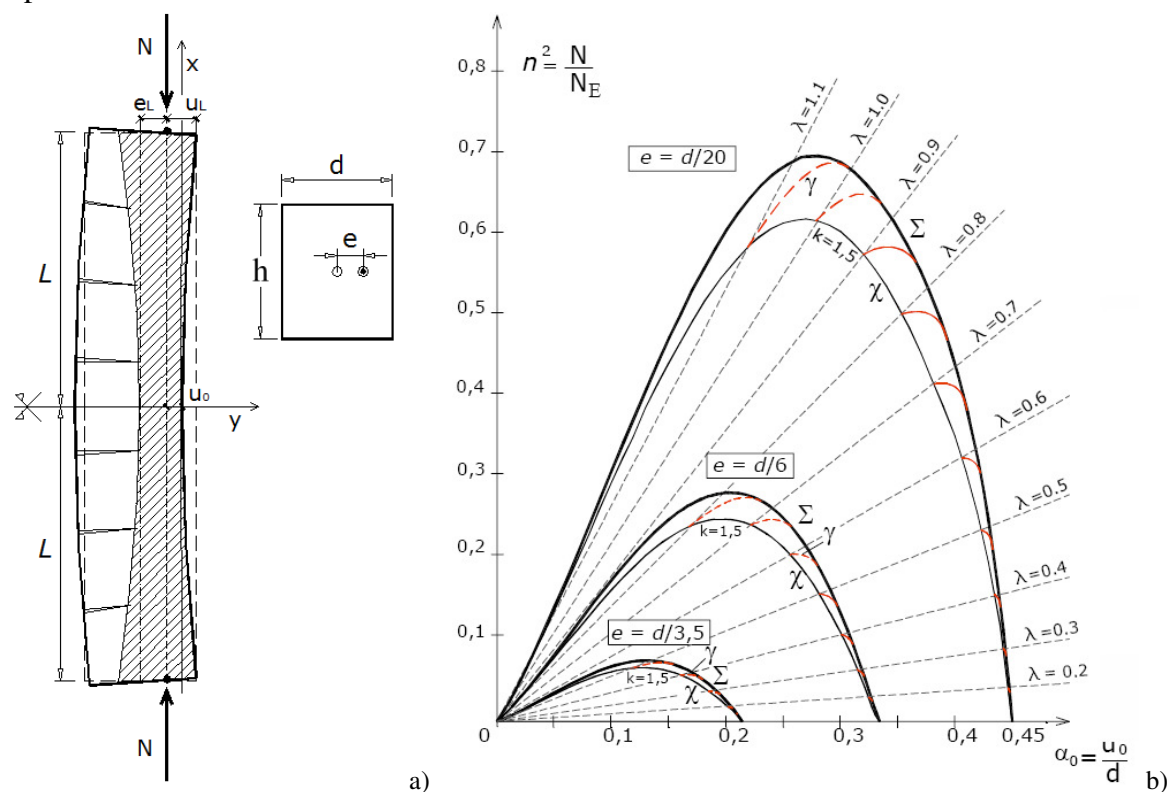


Fig. 2. a) Schema della colonna caricata da una forza assiale eccentrica. b) Curve di stabilità per diversi valori di e_L e per $k = 1.5$.

2.3 Il coefficiente di riduzione della capacità portante

Se si definisce carico limite N_c come il minore tra il carico critico per instabilità del pilastro e quello relativo al raggiungimento della deformazione limite del materiale e $N^* = d \cdot h \cdot \sigma_0$ il massimo carico che la sezione può sopportare in condizioni di compressione centrata, il rapporto $\phi = N_c / N^*$ rappresenta il coefficiente di riduzione della capacità portante del pilastro. La verifica di stabilità del pilastro può dunque essere condotta in questi termini:

$$N \leq N_c, \quad (2)$$

ovvero

$$N \leq \phi N^*. \quad (3)$$

Si può quindi rappresentare l'andamento di ϕ in funzione della snellezza del pilastro, definita come $2L/d$, per alcuni valori di eccentricità del carico. Nelle figure 3 e 4 sono tracciate in nero le curve così ottenute per quattro valori dell'eccentricità. Esse consentono di effettuare una previsione della capacità portante di un pilastro in funzione della sua snellezza, per diversi valori dell'eccentricità del carico e della duttilità del materiale.

Si osserva che, maggiore è la duttilità del materiale, maggiore è il valore del coefficiente ϕ . Inoltre, per ciascun valore dell'eccentricità, esiste una snellezza limite oltre la quale la duttilità non gioca più alcun ruolo. Il valore della snellezza limite tende a diminuire quanto maggiore è l'eccentricità del carico nella sezione (Fig. 3).

3. IL METODO PROPOSTO DALLA NORMATIVA ITALIANA PER LA VERIFICA DI STABILITA' DELLE PARETI IN MURATURA

Nella verifica allo stato limite ultimo (§4.5.6.2 NTC08 [4]) deve essere considerata la condizione di presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano):

"Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. § 4.5.5), è consentito far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato.

La resistenza unitaria di progetto ridotta $f_{d,rid}$ riferita all'elemento strutturale si assume pari a $f_{d,rid} = \phi f_d$, in cui ϕ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, riportato in Tab. 4.5.III in funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità m ".

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

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

"Per la valutazione della snellezza convenzionale λ della parete secondo l'espressione (4.5.1) [$\lambda = h_0 / t$] la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione

$$h_0 = \rho h \quad (4.5.6)$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano; ρ assume il valore 1 per muro isolato, e i valori indicati nella Tab. 4.5.IV, quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $0,3 h$, posti ad interasse a ".

Il metodo del coefficiente di riduzione della resistenza proposto dalla normativa per la verifica di stabilità delle pareti soggette a carichi verticali è un metodo convenzionale estremamente semplificato che, partendo dalla conoscenza della posizione del carico nella sezione e del grado di vincolo agli estremi, non tiene conto né della limitata resistenza a compressione del materiale, né della sua deformabilità e duttilità.

I valori dei coefficienti ϕ di riduzione della capacità portante, tuttavia, ben corrispondono ai risultati delle scarse sperimentazioni effettuate in letteratura, come dimostrato da [5], [6], [7], [8] e [9].

4. CONFRONTO TRA I VALORI DEL COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA PROPOSTI DAI REGOLAMENTI E QUELLI OTTENUTI DALLE VALUTAZIONI TEORICHE

Le schematizzazioni analitiche per la colonna prismatica a base rettangolare, incernierata alle estremità e caricata in sommità da una forza concentrata assiale eccentrica, forniscono valori del coefficiente di riduzione del carico che, contrariamente a quelli proposti dalle normative, dipendono strettamente dal modulo di deformabilità del materiale, dalla sua resistenza a compressione e dal valore della deformazione limite. Tali risultati non sono pertanto immediatamente paragonabili ai coefficienti proposti dalla normativa, tuttavia, assumendo il rapporto tra modulo E di deformabilità del materiale e resistenza media a compressione f_m pari a 1000 e assumendo infinita la duttilità del materiale, si può operare un confronto tra i valori del coefficiente di riduzione della resistenza calcolati e quelli proposti da EC6 [10] e da NTC08 [4] (Figg. 3 e 4).

In particolare, dalla Figura 3 si deduce che i valori di ϕ proposti da EC6 coincidono sostanzialmente con quelli calcolati per basse snellezze fino a $2L/d = 10$, nell'ipotesi di duttilità infinita del materiale. In questo ambito, le normative sovrastimano l'effettiva capacità del materiale che presenta nella realtà valori finiti di deformazione limite. Per snellezze superiori a 10, le valutazioni di normativa appaiono più restrittive dei valori calcolati, con differenze che superano il 25% per snellezze pari a 25, nel caso di bassa eccentricità.

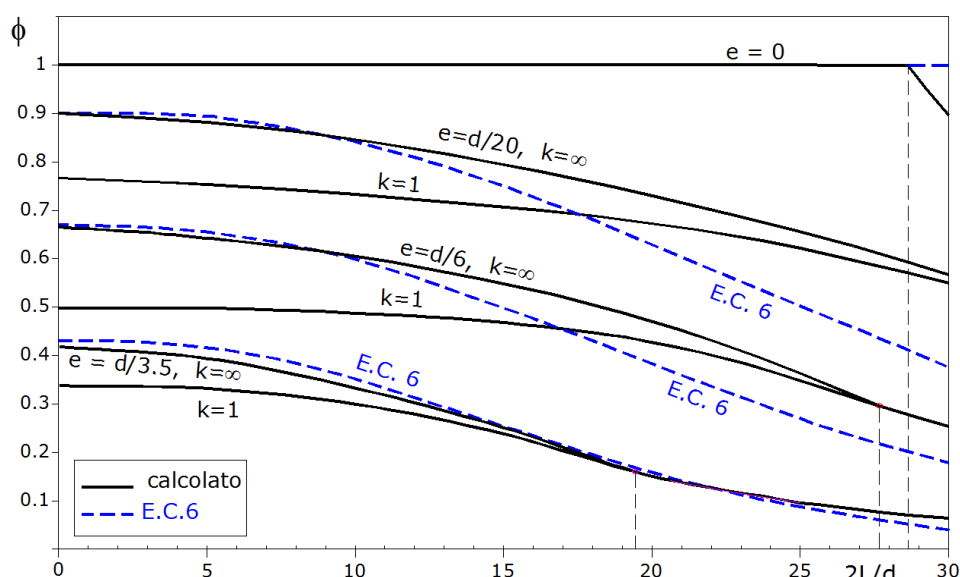


Fig. 3. Coefficiente di riduzione della resistenza del pilastro: confronto dei valori ottenuti dal calcolo con quelli proposti da EC6.

Dalla Figura 4 si comprende che le NTC08 adottano una cautela ancora maggiore, a cominciare dalla condizione di eccentricità nulla, con valori del coefficiente ϕ ancora inferiori rispetto a quelli di EC6 anche per basse snellezze.

Recenti studi, [5], [6], [7], [8] e [9], effettuati sulla base di prove sperimentali, hanno mostrato il buon accordo con le proposte di normativa (NTC08), confermando la scarsa cautela delle previsioni analitiche. In particolare in Figura 5, tratta da [7], è mostrato il paragone tra i risultati analitici e quelli sperimentali provenienti da prove su pilastri di mattoni ad una testa.

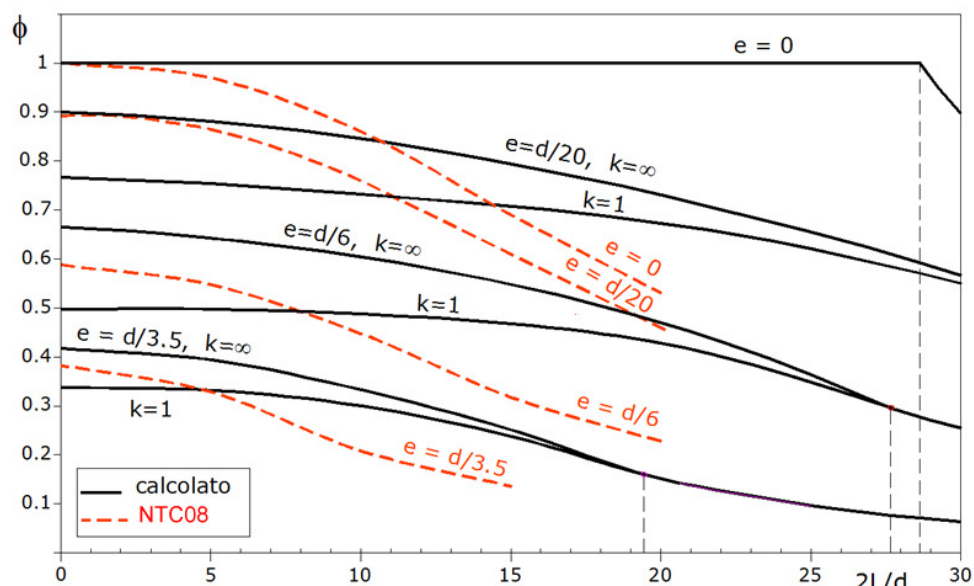


Fig. 4. Coefficiente di riduzione della capacità portante del pilastro: confronto dei risultati ottenuti dal calcolo con quelli proposti dalle NTC08.

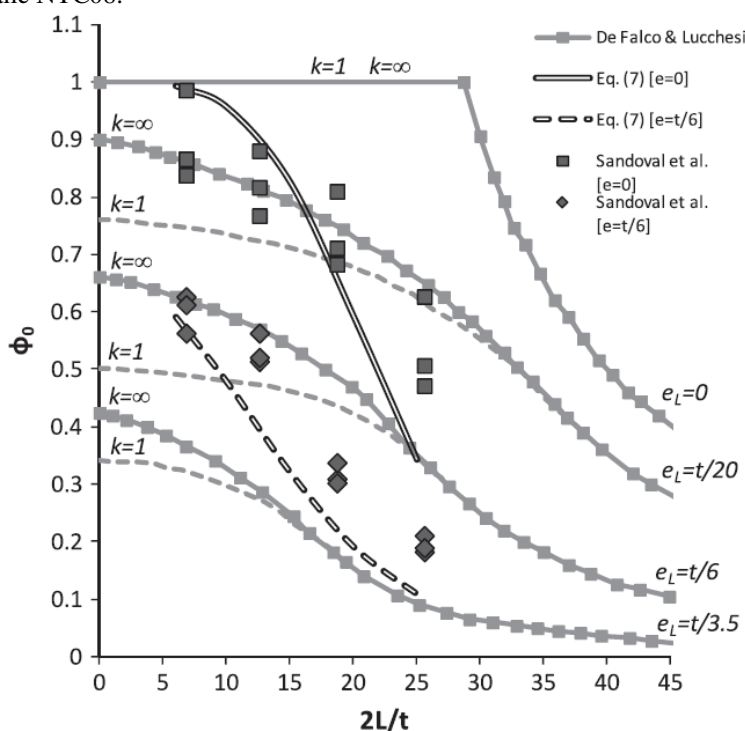


Fig. 5. Paragone tra i valori del coefficiente di riduzione della resistenza ottenuti analiticamente [3], quelli ricavati sperimentalmente [9] e quelli dedotti da una formulazione proposta da Sandoval & Roca [7].

Il diverso andamento delle previsioni analitiche rispetto alla sperimentazione induce a supporre ulteriori non linearità del materiale, che si innescano nella pratica a partire da valori dello sforzo molto bassi.

Alla luce di tali considerazioni, la cautela adottata dalle norme nei confronti della stabilità appare pienamente giustificata.

5. CONCLUSIONI

I coefficienti di riduzione della capacità portante di un pilastro in muratura semplicemente compresso sono stati dedotti analiticamente attraverso modelli alquanto semplificati e sono stati confrontati con i valori proposti da alcuni codici normativi.

Sebbene l'approccio analitico sia basato su ipotesi estremamente cautelative, i valori proposti dalle normative sono sensibilmente inferiori alle previsioni teoriche e sono avallati da numerosi risultati sperimentali su murature di mattoni ad una testa.

Il comportamento reale di un pannello murario differisce tuttavia da quello dello schema illustrato, sia per le condizioni di vincolo laterali, sia in virtù del suo funzionamento a piastra e della collaborazione delle pareti adiacenti. Si potrebbe dunque tener conto delle risorse del pannello nel contesto in cui si trova, facendo ricorso a metodi alternativi di valutazione della stabilità che richiedono modellazioni più accurate, ma sicuramente anche più onerose. Solo in questo modo sarà possibile aggirare l'uso dei metodi semplificati ed eccessivamente penalizzanti, proposti dai codici normativi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] De Falco, A., Lucchesi, M. 2002. Stability of columns with no tension strength and bounded compressive strength and deformability. Part I: large eccentricity. *Int J Solids Struct.* vol. 39 pp. 6191–210.
- [2] De Falco, A., Lucchesi, M. 2003. Explicit solutions for the stability of no-tension beam columns. *Int J Struct Stab Dyn.* vol. 3 pp.195–213.
- [3] De Falco, A., Lucchesi, M. 2007. No tension beam-columns with bounded compressive strength and deformability undergoing eccentric vertical loads. *International Journal of Mechanical Sciences.* vol. 49, issue 1, pp. 54 - 74.
- [4] NTC-08. 2008. Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.14/1/2008, Suppl.Ord. n°30, G.U. n.29 del 4/02/2008.
- [5] Sandoval, C., Roca, P. 2012. Study of the influence of different parameters on the buckling behaviour of masonry walls. *Construction and Building Materials.* vol. 35 pp. 888–899.
- [6] Bernat, E., Gil, L., Roca, P., Sandoval, C. 2013. Experimental and numerical analysis of bending–buckling mixed failure of brickwork walls. *Construction and Building Materials.* vol. 43 pp. 1–13.
- [7] Sandoval, C., Roca, P. 2013. Empirical equations for the assessment of the load-bearing capacity of brick masonry walls. *Construction and Building Materials.* vol. 44, pp. 427 - 439.
- [8] Garzón-Roca, J., Adam, J. M., Sandoval, C., Roca, P. 2013. Estimation of the axial behaviour of masonry walls based on Artificial Neural Networks. *Computers and Structures.* vol. 125 pp. 145–152.
- [9] Sandoval, C, Roca, P, Bernat, E, Gil, L. 2011. Testing and numerical modelling of buckling failure of masonry walls. *Constr Built Mater.* vol. 25, issue 12, pp. 394–402.
- [10] Eurocode 6. 2009. Design of masonry structures—Part 1-1: General rules for buildings—Rules for reinforced and unreinforced masonry. ENV 1996-1-1.

Appendice 3

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Sezione Prima

Pareri su:

- Coefficiente di struttura “q”
 - Collaudo statico
 - Sistemi costruttivi
 - Classi d'uso e valutazione della sicurezza
 - Cambio di destinazione e di classe d'uso



Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Sezione Prima

Adunanza del 14 dicembre 2010

Protocollo 155/2010

OGGETTO: DPR 380/2001 e DM 14/01/2008. Richiesta di pareri.

FIRENZE

LA SEZIONE

VISTE la nota n. 1978888 del 26/07/2010 con la quale il Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana – Ufficio Tecnico del Genio Civile – Area vasta Firenze, Prato, Pistoia e Arezzo ha trasmesso la richiesta di pareri in oggetto;

ESAMINATI gli atti;

UDITA la Commissione relatrice (AVAGNINA, NUTI, BRAGA, D'ASDIA, LUCCHESI, RUSSO)



PREMESSO

Il Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana – Ufficio Tecnico del Genio Civile – Area vasta Firenze, Prato, Pistoia e Arezzo, con nota n. 197888 del 26 luglio 2010, ha posto, al Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, alcuni quesiti.

Della nota predetta si riporta soltanto il testo dei quesiti stessi

“Quesito n. 1 Coefficiente di struttura q

Secondo quanto disposto dal Cap. 7 Par. 7.2 del D.M 14/01/2008 si individuano due tipologie di comportamento strutturale nel caso di azione sismica:

(...)

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

a) comportamento strutturale non-dissipativo;

b) comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, {...}

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, [...].

In base a tale criterio di progetto le strutture dissipative si dividono a loro volta in due Classi di duttilità (A e B), ma tutte, obbligatoriamente, devono essere progettate con procedimenti tipici di gerarchia delle resistenze per garantire dissipazione e duttilità:

(...)

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

-Classe di duttilità alta (CD "A ");

- Classe di duttilità bassa (CD "B ").

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

(...)

Inoltre in base al Cap. 7 Par. 7.3.1. del D.M. 14/01/2008 si dispone che, nel caso di analisi lineare di strutture non dissipative, si debba adottare un fattore di struttura unitario:

(...)

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un/attore di struttura q unitario (§3.2.3.4).

Dalle generalità illustrate nel Cap. 7 Par. 7.4.1, però, sembra esclusa l'ipotesi di progettare una struttura non dissipativa in cemento armato vista la necessità di conferire, a queste tipologie strutturali, una adeguata capacità dissipativa in campo plastico:

(...)

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che le costruzioni in cemento armato posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

(...)

Quindi sembra che le strutture in c.a. debbono comunque essere dissipative ed essere

progettate in Classe di duttilità Alta o Bassa. Invece, nel caso delle strutture in acciaio, come indicato al Cap. 7 Par. 7.5 D.M. 14/01/2008, si può progettare una struttura non dissipativa: (...)

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2. delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità. Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura. (...)

Si chiede:

- a) una esplicita indicazione in merito all'adozione in fase di progettazione di un fattore di struttura q unitario per i diversi materiali strutturali e le relative tipologie;
- b) se può ritenersi valida, e se sì per quali materiali strutturali, la completa esclusione in fase di analisi e verifica strutturale della gerarchia delle resistenze nel caso in cui si esegua una progettazione strutturale adottando un fattore di struttura q unitario. Tale ipotesi di progetto troverebbe fondamento nel fatto che, calcolando l'azione sismica utilizzando uno spettro elastico ($q=1$), la struttura risulterebbe progettata per avere un comportamento elastico (non dissipativo) sotto carico sismico agente e quindi verrebbe meno l'obbligo di garantirne i requisiti di duttilità.

Quesito n. 2 -Collaudo statico

In base a quanto disposto dall'art. 7 della L. 1086/71 "Tutte le opere di cui all'art. 1 debbono essere sottoposte a collaudo statico".

Con successiva Circolare del 31/07/1979 n. 19581, fu esplicitato che: "Il collaudo statico nelle forme prescritte dall'art. 7 è obbligatorio soltanto per le strutture complesse in c.a., c.a.p. e per quelle metalliche".

Pertanto si delineò una serie di opere, generalmente di modesta entità o comunque non "complesse", per le quali veniva meno l'obbligo di redazione del certificato di collaudo, o quanto meno, del relativo deposito presso gli uffici preposti.

Il concetto di modesta entità, pur essendo soggettivo, ha trovato nel tempo un suo quadro di riferimento comprendendo opere come piccole tettoie, manufatti di carattere accessorio, piccoli annessi agricoli o altre opere a destinazione secondaria e non abitativa, o generalmente opere di scarsa rilevanza ai fini della pubblica incolumità. Quanto previsto dall'art. 7 della L. 1086/71 e dalla successiva Circolare del '79 è stato pienamente recepito dall'art. 67 DPR 380/2001, che tra l'altro specifica: "Tutte le costruzioni di cui all'art. 53, comma 1, la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, devono essere sottoposte a collaudo statico".

Con l'entrata in vigore delle N.T.C. 2008, in particolare con quanto disposto dal 3° comma del punto 9.1 ("Le costruzioni non possono essere poste in esercizio prima dell'effettuazione del collaudo statico"), è stata riproposta, peraltro in una norma tecnica e non in un dispositivo prettamente legislativo, una dizione generica riferita a tutte le tipologie di opere indipendentemente dalla loro complessità o rilevanza, restando escluse da tale obbligo solo gli interventi locali e/o di riparazione su edifici esistenti (si veda anche il secondo capoverso il p.to C9.1 della Circolare).

Si chiede:

- a) se, in analogia con il vecchio quadro normativo, possa continuare a sussistere, e quindi trovare ancora applicazione, quanto stabilito a suo tempo dalla Circolare 31/07/1979 n.



19581 ovvero che l'obbligatorietà del collaudo per le strutture, di qualsiasi tipologia e materiale, sia da applicarsi soltanto alle strutture complesse;

- b) se, per le costruzioni complesse realizzate con altre tecnologie (legno, muratura, ...), pur non rientrando esplicitamente nelle disposizioni di cui all'art. 67 del D.P.R. 380/2001 e per analogia con le costruzioni in c.a. e metalliche, vi sia l'obbligo del deposito del certificato di collaudo statico agli uffici preposti (Genio Civile) nonché del possesso da parte del collaudatore dei requisiti previsti dal citato art. 67 (titolo di ingegnere o architetto, estraneità ai lavori, esperienza comprovata di almeno 10 anni, ecc.).

Quesito n. 3 -Sistemi costruttivi

L'art. 54 del DPR 380/2001 dispone:

"Gli edifici possono essere costruiti con:

- a) struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;
- b) struttura a pannelli portanti;
- c) struttura in muratura;
- d) struttura in legname"

Ai fini di questo testo unico si considerano:

- a) costruzioni in muratura, quelle nelle quali la muratura ha funzione portante;
- b) strutture a pannelli portanti, quelle formate con l'associazione di pannelli verticali prefabbricati (muri), di altezza pari ad un piano e di larghezza superiore ad un metro, resi solidali a strutture orizzontali (solai) prefabbricate o costruite in opera;
- c) strutture intelaiate, quelle costituite da aste rettilinee o curvilinee, comunque vincolate fra loro ed esternamente".

Gli articoli successivi entrano ancor più nel dettaglio fornendo una casistica precisa delle tipologie costruttive che pare essere, comunque, molto circoscritta.

Risultano infatti escluse le costruzioni a tipologia mista, ad esempio, le costruzioni miste con membrature parte in legno e parte in c.a., in legno e acciaio, in muratura e c.a. e quelle realizzate con altri materiali.

Tale limitazione era ripresa anche dal precedente DM 16.1.1996 (si veda il punto C.1).

Il DM 14.1.2008 non prevede un esplicito elenco di tipologie costruttive ma analizza, in funzione dei materiali da costruzione, varie tipologie anche miste (si veda ad esempio il paragrafo 7.8.4).

Tra le tipologie miste che negli ultimi anni hanno conosciuto un particolare sviluppo si ricorda quella intelaiata c.a.-legno per la quale, in passato, sono stati emessi numerosi pareri da parte degli organi tecnici ministeriali, inerenti alle limitazioni imposte proprio dall'art. 54 del DPR 380/2001 (si ricordano: parere n. 276 del 24/6/1982, parere n. 442 del 25/10/1984, parere n. 507 del 21/11/1987).

Si chiede:

- a) se, alla luce degli sviluppi delle conoscenze dei materiali e del comportamento strutturale maturato nel corso degli ultimi anni, sia ragionevole ritenere che le limitazioni sui sistemi costruttivi, imposte prima dalla L. 64/74 e successivamente dal DPR 380/2001, non debbano essere interpretate come restrittive ma possano trovare una più ampia accezione anche in ragione della formulazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni, consentendo una libera scelta da parte del progettista;
- b) se debbano essere considerati superati i pareri del Consiglio superiore dei lavori pubblici sopra richiamati".



CONSIDERATO

In merito al *primo quesito* la Sezione ritiene che sia sempre possibile, anche se generalmente non conveniente, progettare strutture non dissipative con qualunque materiale (anche non fragile), purché si adotti un fattore di struttura unitario, insieme con l'utilizzo del livello di azione corrispondente allo Stato Limite Ultimo (SLU).

In tal caso non è necessario l'utilizzo di accorgimenti quali la gerarchia delle resistenze, il cui effetto può esplicarsi solo al superamento del comportamento elastico della struttura. Resta comunque inteso che si debba ottemperare alle prescrizioni contenute nel Capitolo 4 delle NTC 2008 che garantiscono un livello significativo di duttilità.

In ordine al *secondo quesito* la Sezione osserva - richiamando il Voto 219/2009 reso il 19/01/2010 su analogo argomento - che il *collaudo* costituisce un'attività di verifica e controllo, in relazione all'esecuzione di opere o lavori inerenti le *costruzioni*, ulteriore rispetto a quella esercitata da altri soggetti e caratterizzata dalla terzietà dell'organo che la compie in quanto non coinvolto nella progettazione e esecuzione delle opere o lavori oggetto di collaudo.

Nell'ordinamento giuridico vigente l'attività di *collaudo* si sostanzia in due distinte fattispecie:

- *collaudo tecnico-amministrativo*, consistente nel procedimento finalizzato alla certificazione della corretta esecuzione dell'opera (DPR 554/99 – Titolo XII, a far data dal 09/09/2011 DPR 207/2010 – Titolo X);
- *collaudo statico*, inteso quale attività di accertamento tecnico specialistico per la verifica della sicurezza strutturale, da cui dipende, fra l'altro, il rilascio della licenza di uso delle costruzioni.

Le due attività, pur connotate da identità terminologica, rimangono, però, ben distinte, sia dal punto di vista genetico, che in relazione alla specifica finalità. Inoltre mentre entrambe sono obbligatorie in relazione ai lavori e alle opere pubbliche (la prima sempre, la seconda ove necessario), solo la seconda risulta tale (ove necessario) per le opere eseguite da privati.

In relazione ai lavori e alle opere pubbliche, il collaudo tecnico-amministrativo non può concludersi se non è stato effettuato il collaudo statico, ove necessario.

Focalizzando l'attenzione sul *collaudo statico* – oggetto del quesito in esame – la Sezione rileva che tale attività trae origine, a livello normativo, dal Regio Decreto 16/11/1939, n. 2229 ed è stata poi più precisamente definita dalla Legge 1086/71 e dal DPR n. 380/2001, quest'ultimo limitatamente alle opere di edilizia.

Va precisato che tale tipo di collaudo specialistico aveva come oggetto, inizialmente, le *opere in conglomerato cementizio semplice od armato*, poi rideterminato dalla Legge 1086/71 nelle *opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*.

In applicazione della Legge 64/1974 sono stati poi emanati vari decreti recanti norme tecniche "*riguardanti i vari elementi costruttivi*" che hanno definito, fra l'altro, specifiche modalità di collaudo statico per gli edifici in muratura (DM 20/11/1987), per le opere di



sostegno delle terre e delle opere di fondazione (DM 21/01/1981), per i ponti stradali (DM 02/08/1980), per le dighe (DM 24/03/1982).

Da ultimo il legislatore ha inteso riunire tale complesso di norme in unico testo coordinato recante Norme tecniche per le costruzioni, emanato prima con DM 14/09/2005, poi modificato con DM 14/01/2008 (NTC 2008), che rappresenta il testo attualmente in vigore.

Nelle NTC 2008 è trattato, in termini generali, anche il tema del *collaudo statico*. In particolare il capitolo 9, interamente dedicato a tale argomento, si apre con la seguente enunciazione “*Il collaudo statico riguarda il giudizio sul comportamento e le prestazioni delle parti dell’opera che svolgono funzione portante*”.

Il testo richiamato riconducendo ad unitarietà le disposizioni contenute in diversi atti normativi definisce l’estensione concettuale dell’attività di collaudo statico che, come confermato e precisato dalla Circolare n. 617 del 02/02/2009 recante “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”, deve riguardare “*..tutte le parti strutturali delle opere indipendentemente dal sistema costruttivo adottato e dal materiale impiegato*”, poiché la finalità di tale attività, come recita sempre la citata Circolare, è volta a garantire “*la sicurezza dell’opera e conseguentemente la pubblica incolumità*”.

La Sezione, pertanto, in base al disposto delle norme tecniche in vigore, osserva che il collaudo statico, generalmente inteso, deve riguardare sicuramente tutti gli interventi aventi ad oggetto le *parti dell’opera che svolgono funzione portante*, in qualsiasi materiale realizzate.

Da un punto di vista procedurale sembrerebbero, a questo punto, delinearsi due fattispecie: una chiaramente definita dalla Legge 1086/71 e dal DPR 380/2001, ma riferita, come si è detto, alle sole “opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”; l’altra, ai sensi delle NTC 2008, alle “parti dell’opera che svolgono funzione portante”, estesa, quindi, a tutti i materiali impiegati, ma priva di una esplicita definizione procedurale.

In merito la Sezione ritiene che, pur in assenza di una norma di rango primario che estenda a tutte le strutture indipendentemente dal materiale impiegato le procedure previste dall’art. 7 della Legge 1086/71 e dall’art. 67 del DPR 380/01 in relazione alle strutture portanti realizzate in calcestruzzo armato semplice e precompresso o in acciaio, le procedure predette, possano essere utilmente adottate anche in relazione a tutte le strutture con qualsiasi materiale realizzate. Resta in ogni caso obbligatoria l’esecuzione del *collaudo statico* di tutte le strutture portanti diverse da quelle normate dalla Legge 1086/71, ancorché attuato con modalità diverse.

In proposito la Sezione ritiene ormai improcrastinabile una revisione del quadro normativo primario (Leggi 1086/71 e 64/1974, DPR 380/2001) onde renderne i contenuti coerenti con l’evoluzione intervenuta in campo tecnico e amministrativo. La Sezione dà quindi mandato al Presidente affinché richieda al Presidente generale di attivarsi presso i competenti uffici del Ministero delle infrastrutture e trasporti per promuovere il processo di revisione legislativa predetto.



La Sezione, infine, osserva che, come si è detto, le NTC 2008 contengono una definizione dell'oggetto del collaudo statico di ordine generale, priva, quindi, di particolari specificazioni. In questo senso la Circolare 19581 del 31/07/1979, data la non sussistenza di elementi univoci desumibili dal quadro normativo vigente ritiene che una definizione qualitativa delle strutture da sottoporre a collaudo quale quella di "complesse" contenuta nella Circolare 19581 del 31/07/1979 (che è comunque riferita alle sole opere normate dalla legge 1086/71), sia da ritenersi superata.

In ogni caso, la Sezione ritiene che rientri nella sfera dell'ineludibile ed autonoma assunzione di responsabilità che compete a tutti i soggetti a qualsiasi titolo coinvolti (committente, progettista, uffici tecnici degli enti territoriali, esecutore,..), individuare, in relazione al singolo caso, le caratteristiche strutturali dell'opera e stabilire la necessità o meno di dare corso alle procedure del collaudo statico, nel rispetto della finalità sostanziale della norma, volta a garantire "la sicurezza dell'opera e conseguentemente la pubblica incolumità".

In ordine al *terzo quesito* la Sezione osserva che la normazione tecnica nell'Italia unitaria ha preso avvio in relazione al calcestruzzo armato, per estendersi, poi, ad altri materiali, come richiamato nel punto precedente. Il limite di un siffatto impianto normativo consiste nell'impossibilità di riuscire a ricomprendere tutti i possibili materiali, prodotti e sistemi costruttivi che la continua evoluzione nel settore delle costruzioni produce. Tale limite è riscontrabile anche nel DPR 380/2001 che, all'art. 54, elenca i diversi *sistemi costruttivi* con i quali possono essere realizzati gli edifici, riproducendo letteralmente l'art.5 della legge 64/1974. Dall'elenco, come rilevato dal Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana, si evince l'assenza, fra l'altro, delle costruzioni a *tipologia mista*, intendendosi queste ultime quali complessi strutturali le cui membrature sono realizzate, per porzioni, con materiali e/o sistemi diversi. Non si fa, quindi, riferimento a singole membrature realizzate con materiali differenti e quindi a *sezione mista*.

Va in proposito ricordato che le norme emanate prima delle NTC 2008 – peraltro tutt'ora in vigore - non proibiscono l'impiego di sistemi costruttivi diversi da quelli normati, richiedendo però, per il loro utilizzo, in taluni casi, un atto autorizzativo da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In tal senso l'art. 1, ultimo capoverso della Legge 64/1974 - poi confluito senza modifiche nell'art. 52, comma 2, del DPR 380/2001 - recita "Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli in muratura o con ossatura portante in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali, per edifici con quattro o più piani fuori terra, l'idoneità di tali sistemi deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio".

Le NTC 2008 hanno, come si è detto, ricomposto in un unico testo organico e coordinato, le norme prima contenute in differenti atti normativi, introducendo, inoltre, alcune significative innovazioni, fra le quali, per ciò che interessa il quesito in esame, un capitolo dedicato alle costruzioni in legno e una chiara indicazione delle procedure da seguire in relazione all'impiego di materiali o prodotti non normati da Norme Europee armonizzate.

Tale impiego è subordinato ad un provvedimento di autorizzazione o di qualificazione da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sulla base, ove necessario, di *linee guida* emesse dal Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per quanto concerne invece i sistemi costruttivi le NTC 2008 non hanno introdotto particolari novità rispetto al precedente quadro normativo, restando quindi confermata la possibilità di ricorrere all'impiego di sistemi costruttivi non normati, fermi restando gli obblighi previsti, in taluni casi, dai citati art. 1 della Legge 64/74 e art. 52 del DPR 380/2001.

Per quanto sopra rappresentato i pareri della Sezione I del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 276 del 24/06/1982, n. 442 del 25/10/1984, n. 507 del 21/11/1987, citati nella nota del Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana, sono da intendersi superati per le parti non più coerenti con l'attuale normativa tecnica.

Le Sezione, pertanto, all'unanimità

É DEL PARERE

reso nei suesposti considerato.



**PER COPIA CONFORME
IL SEGRETARIO**

Giuseppe De Santis

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

(Prima Sezione)

Regione Toscana
Giunta Regionale
Coordinamento Regionale
Prevenzione Sismica
Ufficio Tecnico del Genio Civile
Area Vasta Firenze,
PRATO, PISTOIA, e AREZZO
Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica
Via S. Gallo 34/a
50129 FIRENZE



e p.c. Alla Segreteria Generale del
Consiglio Superiore Lavori
Pubblici
SEDE

Trasmissione voto n. 184/2010.

OGGETTO: DM14.1.2008 — Norme tecniche per l'edilizia.

T.U.L.P.S. art. 80 e relativo regolamento attuativo (arti. 141 e seguenti).

Richiesta parere.

FIRENZE

Per i successivi adempimenti di competenza, si trasmette il parere n. 184 espresso sull'affare in oggetto indicato, reso nell'Adunanza di questa Sezione in data 10 febbraio 2011.

Con l'occasione si restituiscono gli atti qui pervenuti.

Il Segretario della 1^a Sezione
(Dott. Ing. Francesca Maria Benevento)

15 SET. 2011

Prot. n.

Data

Da citare nella risposta

Allegati:

Risposta al foglio n.

del

OGGETTO: DM 14.1.2008 - Norme tecniche per l'edilizia
T.U.L.P.S. art. 80 e relativo regolamento attuativo^{ej}

Richiesta di parere

Al Ministero dell'Interno
Dipartimento Pubblica Sicurezza
'Amministrazione generale

Piazza del Viminale 1
00 184 ROMA

Al Presidente del
Consiglio Superiore dei Lavori pubblici
Prof Arch. Franco Karrer

Via Nomentana 2
00 161 ROMA

e p.c. PREFETTURA DI FIRENZE
Ufficio Spettacolo
Via Giacomini3
50100 FIRENZE

Ad 33 3U0^{V 7 -i-1} ^{~3 2} k ⁱ DISNOO
^{li3",lu "} ^{~->} ⁱ ⁻

Il DM 14.1.2008 (*Norme tecniche per le costruzioni*), tra le varie innovazioni, ha introdotto:
le classi d'uso degli edifici, differenziandole per importanza. In particolare sono previste la classe III, per edifici nei quali si *prevedano affollamenti significativi* e la classe IV per edifici *con funzioni pubbliche strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile* una nuova classificazione degli interventi per gli edifici esistenti, particolarmente per le zone sismiche: adeguamento, miglioramento e intervento locale o di riparazione.

È frequente il caso in cui vi sia, da parte di un committente pubblico o privato, la richiesta di destinare un edificio esistente o una sua parte, ad una funzione riconducibile a quelle delle classi III o IV (ad esempio un edificio ordinario viene destinato ad ospitare una scuola o una struttura sanitaria, un edificio industriale viene destinato a locale di pubblico spettacolo, ecc ...) talvolta anche senza la previsione di eseguire opere strutturali.

Prot. n.

Da citare nella risposta

Data

Allegati:

Risposta al foglio n. **d e l**

Il cambio di destinazione d'uso, come nei casi tipici sopra evidenziati, comporta la necessità di dotare gli edifici delle caratteristiche tecniche ed impiantistiche essenziali per la loro corretta gestione ed in ottemperanza alle norme vigenti (ad esempio prevenzione incendi, impianti elettrici, norme igienico-sanitarie, ...).

Per quanto attiene alla sicurezza statica e sismica il citato DM 14.1.2008 obbliga (p.to 8.3) alla valutazione della sicurezza ovvero alla determinazione *"dell'entità massima delle azioni, ... che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC..."*.

Per quanto sopra si richiede se:

nel caso di cambio d'uso di un edificio o di una sua parte e sua destinazione riconducibile a quelle indicate nelle classi III e IV del p.to 2.4.2 del DM 14.1.2008, ricorra l'obbligo dell'adeguamento sismico dell'intero edificio;

- in caso di risposta negativa al precedente quesito, quale debba essere il livello di sicurezza minimo che l'edificio debba possedere per consentirne l'uso secondo le volontà progettuali;
- per gli edifici esistenti già destinati in tutto o in parte ad attività di cui alle Classi III e IV, oltre all'obbligo della verifica di sicurezza, vi sia un termine temporale entro il quale si debba comunque procedere all'adeguamento sismico; in caso contrario quale debba essere il livello di sicurezza minimo che l'edificio deve possedere per consentire la prosecuzione dell'attività;

per gli impianti sportivi di cui al DM 18/03/1996 il certificato di idoneità statica dell'impianto previsto dall'art. 3 comma 5 debba comprendere la valutazione della sicurezza così come prevista dal p.to 8.3 del DM 14/1/2008. In caso positivo si chiede quale possa essere il valore minimo accettabile per la continuazione dell'attività ivi prevista.

Lg/Ig

Il Dirigent Responsabile

Ing. Giancarlo Fianchisti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Sezione Prima

Adunanza del 10 febbraio 2011

Protocollo 18412010

OGGETTO: DM 14.1.2008 — Norme tecniche per l'edilizia.

T.U.L.P.S. art. 80 e relativo regolamento attuativo (arti. 141 e seguenti).

Richiesta parere.

FIRENZE

LA SEZIONE

VISTA la nota n. 272043 del 15/09/2010 con la quale il Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana — Ufficio Tecnico del Genio Civile — Area vasta Firenze, Prato, Pistoia e Arezzo ha trasmesso la richiesta di parere in oggetto;

ESAMINATI gli atti;

UDITA la Commissione relatrice (AVAGNINA, NUTI, BRAGA, ANGELETTI)

PREMESSO

Il Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Tecnico del Genio Civile – Area vasta Firenze, Prato, Pistoia e Arezzo, con nota n. del 15 settembre 2010, ha posto, al Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, il quesito di seguito integralmente riportato.

Ul DM 14.1.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), tra le varie innovazioni, ha introdotto:

- le classi d'uso degli edifici, differenziandole per importanza. In particolare sono previste la classe III, per edifici nei quali si prevedano affollamenti significativi" e la classe IV per edifici "con funzioni pubbliche strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile ";*
- una nuova classificazione degli interventi per gli edifici esistenti, particolarmente per le zone sismiche: adeguamento, miglioramento e intervento locale o di riparazione.*

E' frequente il caso in cui vi sia, da parte di un committente pubblico o privato, la richiesta di destinare un edificio esistente o una sua parte, ad una funzione riconducibile a quelle delle classi III o IV (ad esempio un edificio ordinario viene destinato ad ospitare una scuola o una struttura sanitaria, un edificio industriale viene destinato a locale di pubblico spettacolo, ecc ...) talvolta anche senza la previsione di eseguire opere strutturali.

Il cambio di destinazione d'uso, come nei casi tipici sopra evidenziati, comporta la necessità di dotare gli edifici delle caratteristiche tecniche ed impiantistiche essenziali per la loro corretta gestione ed in ottemperanza alle norme vigenti (ad esempio prevenzione incendi, impianti elettrici, norme igienico-sanitarie, ...).

Per quanto attiene alla sicurezza statica e sismica il citato DM 14.1.2008 obbliga (p.to 8.3) alla valutazione della sicurezza ovvero alla determinazione "dell'entità massima delle azioni, ... che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC...

Per quanto sopra si richiede se:

–nel caso di cambio d'uso di un edificio o di una sua parte e sua destinazione riconducibile a quelle indicate nelle classi III e IV del p.to 2.4.2 del DM 14.1.2008, ricorra l'obbligo

dell'adeguamento sismico dell'intero edificio;

in caso di risposta negativa al precedente quesito, quale debba essere il livello di sicurezza minimo che l'edificio debba possedere per consentirne l'uso secondo le volontà progettuali;

per gli edifici esistenti già destinati in tutto o in parte ad attività di cui alle Classi III e IV, oltre all'obbligo della verifica di sicurezza, vi sia un termine temporale entro il quale si debba comunque procedere all'adeguamento sismico; in caso contrario quale debba essere il livello di sicurezza minimo che l'edificio deve possedere per consentire la prosecuzione dell'attività;

per gli impianti sportivi di cui al DM 1810311996 il certificato di idoneità statica dell'impianto previsto dall'art. 3 comma 5 debba comprendere la valutazione della sicurezza casi come prevista dal p.to 8.3 del DM I, 41112008. In caso positivo si chiede quale possa essere il valore minimo accettabile per la continuazione dell'attività ivi prevista ".

CONSIDERATO

In merito al primo quesito posto dalla Regione Toscana la Sezione, preliminarmente, osserva che, in realtà, in riferimento a territori soggetti a rischio sismico, sia l'**individuazione**

di particolari categorie di edifici in relazione al loro uso, sia l'indicazione di differenziate modalità di intervento sugli edifici esistenti era già contenuta in atti normativi natura tecnica precedenti le Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con DM 14/01/2008 (di seguito indicate come NTC 2008).

Tali erano il coefficiente di protezione sismica-(punto b.5.2 del DM 16/01/96) e il fattore di importanza di cui al punto 4.7 dell'OPCM 3274/03, così come le modalità di intervento previste al punto C.9.1 sempre del DM 16/01/96 che già distingueva fra interventi di adeguamento e miglioramento sismico.

Ciò premesso, le NTC 2008 hanno aggiornato e raccolto in un unico testo coordinato le norme tecniche prima contenute in atti separati. In relazione all'azione sismica e in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le NTC 2008 hanno individuato quattro *classi d'uso* in base alle quali classificare le costruzioni (punto 2.4.2).

Tale classificazione, unitamente alla *vita nominale* di ogni singola costruzione, concorre a individuare il *periodo di riferimento o vita di riferimento* (V_R) per l'azione sismica. Le *classi d'uso*, pertanto servono anche ad individuare l'azione sismica di progetto in base al periodo di riferimento e al periodo di ritorno, secondo i valori indicati nella Tabella 1 allegata al citato DM 14/01/2008.

Le NTC 2008 indicano per ciascuna classe d'uso un elenco, non esaustivo, di tipi di costruzione. Per quanto attiene gli edifici la Classe III include, genericamente, le "*Costruzioni per le quali si prevedano affollamenti significativi*", mentre la Classe IV include le "*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità*".

Con Decreto del 21/10/2003 la Protezione civile aveva provveduto a definire "*per quanto di competenza statale, le tipologie 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 e quelle degli edifici e delle opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso*".

Le Regioni, con propri atti di governo, hanno poi definito l'elenco delle costruzioni di propria competenza e più, recentemente, alcune di esse hanno provveduto ad allineare tale elenco alle NTC 2008 suddividendolo fra le *classi d'uso III* e IV.

Venendo alla questione posta dalla Regione Toscana, la Sezione rileva che questa riguarda il caso di edifici esistenti per i quali, sia previsto un cambio di destinazione d'uso; totale o parziale, finalizzato all'insediamento di funzioni ricadenti in quelle indicate per le *classi d'uso III* e IV.

In merito la Sezione osserva che nel Capitolo 8 delle NTC, 2008, dedicato alle costruzioni esistenti, al punto 8.3, è chiaramente stabilito che, indipendentemente dalle altre situazioni elencate, qualora si sia in presenza di cambiamento di classe d'uso, anche parziale, di una costruzione esistente, è **necessario** sottoporre la costruzione stessa alla **valutazione della sicurezza** secondo le procedure indicate nelle norme, stesse e nella Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 recante "*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*".

Quest'ultima chiarisce la *valutazione della sicurezza* è:

"un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se una costruzione esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC;*
- determinare l'entità massima delle azioni considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali".*

La Circolare precisa, inoltre, in riferimento all'argomento in esame, che:

"Per le opere pubbliche strategiche con finalità di protezione civile o suscettibili, di conseguenze rilevanti in caso di collasso, date le possibili implicazioni economiche e sociali degli esiti delle verifiche, è opportuno che le stesse siano anche esaminate da revisori non intervenuti nella valutazione".

La *valutazione della sicurezza*, quando necessaria, riguarda tutte le costruzioni esistenti, indipendentemente dal tipo di azioni cui sono sottoposte; la *verifica* di, cui all'articolo 2, comma 3, dell'OPCM 3274/03 è invece riferita alle sole costruzioni sottoposte a rischio sismico ed è obbligatoria per le opere e infrastrutture strategiche (classe d'uso IV) e rilevanti (classe d'uso III).

La *valutazione della sicurezza* deve essere attuata in base alle indicazioni contenute al punto 8.5 e seguenti delle NTC 2008 per tutte le costruzioni e in base al punto 8.7 e seguenti quando si sia in presenza di azioni sismiche. Dalla *valutazione della sicurezza* discende la necessità o meno di procedere ad un intervento strutturale che può essere di *adeguamento*, ovvero di *miglioramento* in base a quanto indicato ai punti 8.4.1, 8.4.2, 8.7.4, 8.7.5 delle NTC 2008 e ai corrispondenti punti della citata Circolare 617/09.

In particolare il punto 8.4.1, concernente l'intervento di adeguamento, indica i casi in cui lo stesso è obbligatorio. Fra questi, rubricato con la lettera c), *"apportare variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%"*. In proposito si rammenta che un cambio di *destinazione d'uso* può comportare un cambiamento di *classe d'uso* con conseguente incremento dell'azione sismica di progetto: Di quest'ultima si deve quindi tenere conto nella valutazione dell'incremento dei "carichi globali in fondazione" di cui parla il punto delle NTC 2008 sopra richiamato.

Pertanto, venendo al quesito posto, l'obbligo o meno di procedere all'adeguamento strutturale di un edificio esistente di cui si voglia mutare la *classe d'uso* discende dalla *valutazione della sicurezza* dell'edificio stesso e dal tipo di funzione che si intende insediare. Nel caso in cui si riscontri la necessità di procedere ad un intervento di adeguamento questo deve essere esteso, in linea generale, a tutta la costruzione. In ogni caso *"il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento,.."*.

Nel caso in cui, invece, non si renda necessario un intervento di adeguamento, si può accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti attraverso un intervento di *miglioramento*. Anche in tale caso i livelli di sicurezza cui fare riferimento sono quelli desumibili dalle NTC 2008 e dalla Circolare 617/09, anche in relazione alle caratteristiche

costruttive e strutturali dell'edificio su cui si interviene e alla destinazione d'uso prevista. L'attuale quadro normativo non dà indicazioni prescrittive in merito, riservando tale c alla valutazione congiunta di Committente e Progettista, ma può essere assunto quale utile riferimento sia quanto riportato al punto 8.3 e seguenti della Circolare 617/2009, nella nota n. DPC/SISM/0083238 del 04/11/2010 del Dipartimento della Protezione Civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri, nonché nell'aggiornamento della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 ottobre 2007 recante *"Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni"* esaminata dall'Assemblea generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 23/07/2010 con parere favorevole espresso con il Voto n. 92.

Per gli edifici esistenti già in tutto, o in parte, destinati a funzioni ricomprese nelle *classi d'uso III e IV*, mentre è obbligatorio procedere alla verifica di sicurezza di cui all'articolo 2, comma 3 dell'OPCM 3274/03 entro il 31/03/2011 e programmare gli interventi di adeguamento o miglioramento, ove occorrenti, non risulta desumibile dal quadro normativo vigente un termine temporale entro il quale eseguire gli interventi stessi. Anche in questo caso utile riferimento in ordine alla tempistica secondo cui programmare ed eseguire gli interventi predetti è costituito da quanto riportato al punto 8.3 della Circolare 617/2009,- nonché, nell'aggiornamento della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 ottobre 2007 recante *"Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni"* esaminata dall'Assemblea generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 23/07/2010 con parere favorevole espresso con il Voto n. 92, nonché nella citata nota n. DPC/SISM/0083238 del 04/11/2010 del Dipartimento della Protezione Civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri.

Infine-, in merito al quarto quesito posto dal Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana — Ufficio Tecnico del Genio Civile — Area vasta Firenze, Prato, Pistoia e Arezzo, la Sezione osserva che gli impianti sportivi cui si fa riferimento sono quelli destinati *"ad attività sportiva con presenza di spettatori in numero superiore a 100"* di cui al DM 18/03/1996. Per questo tipo di impianti l'art. 3, comma 5 del citato decreto prevede che *"Su specifica richiesta della Commissione Provinciale di Vigilanza, e comunque ogni 10 anni a far data dal certificato di collaudo statico, deve essere prodotto alla Prefettura competente per territorio, ed al Comune, un certificato di idoneità statica dell'impianto, rilasciato da tecnico abilitato"*.

La Sezione segnala che tale tipo di impianti ricade anche all'interno della categoria delle *"opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso"* opere per le quali si deve comunque procedere alla *verifica* di cui al citato articolo 2, comma 3 dell'OPCM 3274/03. Ciò è confermato anche dall'inserimento degli impianti predetti nell'elenco B) - *Edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso* dell'Allegato A al Decreto del Presidente della Giunta Regionale della Toscana n. 36/R del 09/07/2009.

Si deve, a questo punto, distinguere tra la *verifica* di cui all'OPCM 3274/03 e il *certificato di idoneità statica* di cui al DM 18/03/1996. La prima è attività da compiersi una tantum entro,

come si è detto, il 31/03/2011, secondo le modalità che le varie regioni si sono secondo, invece, è un documento da emettersi a cadenza decennale.

In merito al rapporto intercorrente fra le due attività predette e sulla rispettiva natura si è già espresso il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto n. 83/2008 di Assemblea Generale emesso il 28/11/2008 in risposta ad un quesito della Prefettura di Avellino concernente il certificato di idoneità statica degli impianti sportivi. Di tale voto, che risponde pienamente anche al quesito in esame, si riportano di seguito integralmente i passi rilevanti ai fini del presente parere.

"L'Assemblea rileva preliminarmente che l'Ordinanza di Protezione Civile n. 3274 del 20 marzo 2003, all'art.2, comma 3, prevede l'obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ad una serie di Allegati tecnici, "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". Al riguardo si evidenzia che il Ministero dell'Interno, già in tempi antecedenti l'Ordinanza di cui sopra ha prescritto di procedere con cadenza almeno decennale ad una verifica della idoneità statica degli impianti sportivi destinati ad accogliere un numero di spettatori superiore a 100 unità.

Tenuto conto della recente significativa evoluzione della normativa tecnica nel settore delle costruzioni nonché delle risultanze degli attuali più affidabili studi in tema di pericolosità sismica di base, la Prefettura di Avellino ha chiesto di conoscere "se il collaudo de quo debba certificare l'idoneità della struttura facendo riferimento alla normativa tecnica vigente all'epoca della costruzione (classificazione sismica, entità dei singoli carichi e sovraccarichi, ipotesi di calcolo e metodo di analisi) con verifica della conservazione del livello di sicurezza richiesto originariamente, ovvero debba certificare l'adeguatezza dell'impianto in base all'attuale normativa".

In merito occorre in primo luogo sottolineare come la formulazione del quesito posto utilizzi il termine "collaudo de quo" in modo non del tutto rispondente allo spirito del citato Decreto del Ministero dell'Interno, il quale prevede esplicitamente che "ogni 10 anni a far data dal certificato di collaudo statico" deve essere prodotto "un certificato di idoneità statica", distinguendo quindi con ciò l'originario collaudo statico dal certificato di idoneità statica richiesto nelle verifiche successive.

In effetti, ad avviso di questo Consesso, non appare assimilabile la "certificazione di idoneità statica" ad un collaudo statico, che costituisce una esplicita procedura prevista dall'art.7 della legge 5.11.1971 n.1086.

Ciò premesso, si ritiene opportuno evidenziare nel seguito alcune disposizioni normative e relative considerazioni, che insieme concorrono a formulare una risposta articolata al quesito posto.

In primo luogo, un principio generale già richiamato in altri casi analoghi, per cui è vero che gli aggiornamenti normativi tengono conto dell'evoluzione scientifica che nel tempo interviene nel campo della scienza e tecnica delle costruzioni, migliorando il grado di sicurezza delle strutture, ma è anche vero che da ciò non consegue che le opere progettate e realizzate con norme precedenti presentino un grado di sicurezza insufficiente, in relazione alle esigenze di salvaguardia della pubblica incolumità.

Basta considerare, ad esempio, che la legge 28 febbraio 2008 n. 31, di conversione del decreto legge 31 dicembre 2007 n. 248 recante proroga di termini previsti da disposizioni legislative, all'art.20 comma 1, differisce al 30 giugno 2009 il periodo transitorio sull'applicazione

delle nuove norme tecniche già fissato al 31 dicembre 2007 dalla legge 27 luglio 2004~n. 186 e tuttavia il medesimo art. 20, al comma 3, prevede che "per le costruzioni e le opere infrastrutturali iniziate, nonché per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano affidato lavori o avviato progetti definitivi o esecutivi prima dell'entrata in vigore della revisione generale delle norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 settembre 2005, continua ad applicarsi la normativa tecnica utilizzata per la redazione dei progetti, fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo".

E' del tutto evidente, quindi, che se la legge stessa, anche, in presenza di un aggiornamento normativo, consente, in taluni casi particolari, la realizzazione di una nuova opera progettata secondo le normative precedenti, è perché non si ritiene che per tale motivo la nuova opera non possa rispondere a requisiti che forniscano adeguate garanzie rispetto alle esigenze di salvaguardia della pubblica incolumità. Va peraltro evidenziato che gli aggiornamenti normativi, legati ai progressi tecnico- scientifici, sono spesso finalizzati ad ottimizzare le costruzioni in relazione ad un adeguato sfruttamento dei materiali e ad una più precisa valutazione della sicurezza, e non necessariamente ad aumentare i livelli di sicurezza della struttura.

Il medesimo criterio è applicabile, con le dovute precisazioni, alle costruzioni esistenti. E' noto infatti che il DM 14 gennaio 2008, con il quale sono state emanate le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, al Cap. 8, punto 8.3 Valutazione della sicurezza, precisa che le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

Precisa ancora, il punto 8.3, che la valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

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

Il medesimo Cap. 8, al punto 8.4, definisce le diverse possibili categorie di intervento sugli edifici esistenti:

- interventi di adeguamento, atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme vigenti;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle recenti norme, come ad esempio nel caso di edifici storici;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati.

Ed ancora, al punto 8.4.1 la norma prevede l'obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- e) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

Sulla base di quanto sopra, si può ritenere che la ratio che sottende alle disposizioni di cui al DM 19 marzo 1996 'in oggetto, sia semplicemente quella di verificare, con cadenza

decennale, che la struttura dell'impianto sportivo, nelle medesime condizioni d'uso, qualora non sia intervenuto nessuno dei casi di cui sopra, mantenga inalterate nel tempo le caratteristiche di sicurezza in base alle quali era stata progettata e realizzata.

Occorre tuttavia rammentare il già citato art. 2, comma 3 dell'Ordinanza di Protezione Civile n. 3274/2003, laddove prevede l'obbligo di procedere a verifica, fra gli altri, "... degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso ". Non vi è dubbio, in tal senso, che gli impianti di cui trattasi ricadano nella fattispecie di opere rilevanti in relazione ad un eventuale collasso.

Sul punto rileva anche che lo stesso Decreto del Ministro dell'Interno 18.03.1996, all'art. 15 prevede che "ai fini del dimensionamento strutturale dei complessi ed impianti sportivi deve essere assunto un valore non inferiore a 1,2 per il coefficiente di protezione sismica con riferimento al Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 24 gennaio 1986 Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche e successive modificazioni ed integrazioni ". Ciò significa che i complessi ed impianti sportivi realizzati dopo l'entrata in vigore del DM 18.03.1996 nelle zone allora dichiarate sismiche, nelle quali non siano intervenute nel frattempo significative modifiche alla zonizzazione, presentano già un apprezzabile grado di sicurezza.

Tenendo conto di quanto sopra esposto, al fine di dare attuazione al disposto di cui all'art.3 del Decreto del Ministro dell'Interno 18.03.1996, si ritiene prima di tutto importante che l'incarico della verifica degli impianti sportivi, venga affidato ad uno o più tecnici di provata esperienza nel settore, in grado di effettuare — mediante accurate indagini sulla struttura nel complesso, sui singoli elementi strutturali e sui materiali - una chiara lettura delle condizioni dell'opera in relazione alle sue caratteristiche originarie. Tale studio, inoltre, deve essere condotto tenendo conto delle indicazioni contenute nel citato Cap. 8, punto 8.2 Criteri generali.

In sostanza, qualora dallo studio effettuato emerga che sussistono tutte le seguenti condizioni:

a) il complesso o impianto sportivo sia stato progettato e realizzato dopo il 1996, applicando la sopracitata prescrizione di cui all'art. 15 del DM 18.03.1996;

b) relativamente all'area di ubicazione dell'impianto, il valore di riferimento dell'accelerazione su suolo rigido orizzontale a_g per periodo di ritorno di 475 anni previsto dal DM 14.0 1.08 sia inferiore a 0,05g, oppure sia inferiore a 0,15g, se la zonizzazione sismica esistente all'epoca della progettazione era la zona 3 (OPCM 3274) o la 3a categoria (DM 16.01.96) o superiori, oppure sia inferiore a 0,25g se la zonizzazione sismica esistente all'epoca della progettazione era la zona 2 o la 2a categoria o superiore;

e) non sia intervenuta nessuna delle condizioni previste dai sopracitati punti 8.3 e 8.4.1 del Cap. 8 delle norme tecniche di cui al DM 14.01.2008, allora la verifica finalizzata al rilascio della certificazione di idoneità statica richiesta, può essere limitata ad un riesame della documentazione progettuale e di collaudo, atteso che le nuove norme non hanno introdotto sensibili modifiche alle azioni ed ai metodi di calcolo.

Quando invece non sia verificata anche una sola delle condizioni di cui sopra, allora lo studio della struttura dell'impianto deve essere condotto con riferimento alle attuali norme, tenendo conto delle eventuali indicazioni fornite dalle Regioni ai sensi della già richiamata OPCM 3274/2003, sia per la definizione delle azioni statiche e sismiche, sia per le procedure di calcolo e verifica, con particolare attenzione al predetto Cap. 8. In questo caso, se la verifica è favorevole, nel senso che la struttura risulta adeguata in entrambi i casi, si procede alla certificazione di idoneità statica.

Diversamente, occorre adottare gli opportuni provvedimenti. E' evidente che detti provvedimenti 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, ad esempio il sisma. In tal caso, le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni.

L'Assemblea auspica pertanto che le prescrizioni di intervento da parte dell'Organismo di vigilanza preposto, diversamente graduate in relazione alla gravità del quadro riscontrato, si uniformino a specifiche linee guida che, con l'urgenza che il caso riveste, potranno essere definite dallo stesso Ministero dell'Interno d'intesa con il Consiglio Superiore dei lavori pubblici ed il Dipartimento della Protezione Civile.

In considerazione della più ampia portata della problematica sollevata che attiene la sicurezza non solo degli impianti ad uso sportivo, l'Assemblea ritiene altresì necessario che i presupposti tecnici dell'intervento adeguatore vengano fissati con norma di rango legislativo,, per la delicatezza e complessità degli interessi coinvolti".

La Sezione, pertanto, all'unanimità

É DEL PARERE

reso nei suesposti considerato.



**Consiglio Superiore
dei Lavori Pubblici**

* * *

Prima Sezione

Adunanza straordinaria del 24 settembre 2015

N. del Protocollo 34/2015

OGGETTO: Regione Toscana. Settore sismica regionale.
Richiesta di parere inerente l'applicazione del punto 2.4.2 delle Norme tecniche sulle Costruzioni di cui al DM 14.01.2008.

LA SEZIONE

VISTA la nota n. 4091 dell'11.05.2015 con la quale il Servizio Tecnico Centrale ha trasmesso, per esame e parere, la richiesta in oggetto;

VISTA la nota n. 5235 del 2.7.2015 con la quale è stata nominata la Commissione relatrice;

VISTA la nota n. 5404 del 9.7.2015 con la quale la Commissione relatrice è stata integrata;

ESAMINATI gli atti;

UDITA la Commissione relatrice (LUCCHESI, FERRO, SANPAOLESI, SCARPELLI, D'ASDIA, LA MENDOLA, CERILLO)



PREMESSO

Il Servizio Tecnico Centrale, con nota n. 4091 dell'11.05.2015, ha trasmesso per esame e parere la richiesta avanzata dalla Regione Toscana, Settore Sismica Regionale sede di Firenze, inerente una serie di chiarimenti sull'applicazione del punto 2.4.2 delle vigenti Norme tecniche in relazione all'attribuzione della Classe d'uso degli edifici, sia esistenti che di nuova progettazione.

L'istanza, presentata dalla Regione Toscana, Settore Sismica Regionale sede di Firenze, prospetta in sostanza una serie di casi, peraltro frequenti, nei quali, all'interno di uno stesso edificio sono previste diverse destinazioni d'uso, alcune anche con particolare rilevanza in termini di esposizione o di affollamento.

Vengono citati, ad esempio:

- edifici residenziali pluripiano in parte destinati ad uffici aperti al pubblico;
- edifici residenziali o per uffici, che al piano terra o nei piani seminterrati possono ospitare locali di pubblico spettacolo;
- edifici direzionali o residenziali in parte destinati a museo;
- edifici industriali in parte destinati a sale di spettacolo.

In presenza di tali situazioni, per edifici di nuova progettazione, la stessa Regione Toscana, nella nota trasmessa ritiene "raccomandabile" che l'intero edificio sia progettato in relazione alla destinazione d'uso più gravosa.

Prosegue ancora la Regione Toscana evidenziando come il problema appaia più incerto per gli edifici esistenti; viene precisato, infatti, che: *"le fattispecie più frequenti che possono riguardare anche edifici di carattere storico o monumentale, sono:*

- *edifici che ospitano già, in una loro porzione, attività tipiche della Classe III, in genere locali di spettacolo come teatri, sale da ballo,...*
- *edifici per i quali è richiesto il cambio di destinazione d'uso per una porzione, da Classe II a Classe III (ad esempio il piano terra viene destinato a cinema)."*

In tale contesto, la Regione Toscana chiede a questo Consesso, se:

- la richiesta di cambio di destinazione d'uso di una porzione di edificio da Classe II a Classe III comporti l'obbligo della valutazione della sicurezza dell'intero



edificio ai sensi del p.to 8.3 delle Norme tecniche e quindi l'obbligo di considerare tutta la costruzione in Classe III;

- per le attività già in essere e che occupano una porzione dell'edificio vi sia l'obbligo della valutazione della sicurezza dell'intera costruzione ai sensi del p.to 8.3 delle Norme tecniche e/o dell'Ordinanza OPCM n.3274/2003;
- in caso di inadempienza sia legittimo revocare le licenze d'uso di tali locali;
- sia possibile definire il concetto di "rilevanza" e di Classe d'uso in funzione della capienza, della superficie o del volume occupati dall'attività che comporta affollamento.

La nota del Servizio Tecnico Centrale è corredata da una Relazione istruttoria, che si riporta nel seguito, ai fini dell'inquadramento dell'argomento in esame.

"Con nota n. 82952 del 02.04.2015, assunta al protocollo di questo Consesso ai nn. 3346 del 09.04.15 e 3623 del 10.04.15, la Direzione Centrale Politiche ambientali, energia e cambiamenti climatici – Settore sismica regionale, della Regione Toscana ha trasmesso al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici l'allegata richiesta di parere, inerente l'applicazione del § 2.4.2 delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14.01.2008.

In particolare, si formulano alcuni quesiti inerenti la definizione della classe d'uso di cui al citato §2.4.2 delle NTC08 nel caso – riferito come "frequente" - in cui, in uno stesso edificio, siano previste diverse destinazioni d'uso. Assumendo come principio generale che, nel caso di nuova progettazione, sia "... raccomandabile che l'intero edificio sia progettato in relazione alla classificazione d'uso più gravosa", i quesiti si rivolgono al caso, indicato come "più incerto" degli edifici esistenti.

In particolare si chiede:

- 1. La richiesta di cambio di destinazione d'uso di una porzione di edificio da classe II a classe III comporta l'obbligo della valutazione della sicurezza dell'intero edificio ai sensi del punto 8.3 delle NTC e quindi l'obbligo di considerare tutta la costruzione in Classe III?*
- 2. Per le attività già in essere e che occupano una porzione di edificio, vi è l'obbligo della valutazione della sicurezza dell'intera costruzione ai sensi del punto 8.3 delle NTC e/o dell'Ordinanza OPCM 3274/2003? In caso di inadempienza è legittimo revocare le licenze d'uso di tali locali?*
- 3. E' possibile definire il concetto di "rilevanza" e di "classe d'uso" in funzione della capienza della superficie o del volume dell'attività che comporta affollamenti? Allegando in tal senso una possibile valutazione analitica.*

A riguardo si ritiene che la definizione della classe d'uso di una costruzione, di cui al §2.4.2. del DM 14.01.2008, sia elemento fondamentale per la definizione della sicurezza degli edifici, ed in particolar modo di quelli esistenti. Tale classe d'uso va



certamente definita, "con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso", per l'intera costruzione, caratterizzata da un univoco comportamento strutturale, e non per una singola porzione della costruzione stessa.

Pertanto, in relazione al quesito n.1, i soggetti competenti all'attribuzione della Classe d'Uso, e quelli competenti ai relativi controlli, dovranno attribuire una classe d'uso, secondo i criteri di cui al §2.4.2. delle Norme tecniche per le Costruzioni, all'intera costruzione e non ad una sua singola porzione, considerando le funzioni in essa svolte e, come già detto, "... le conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso" dell'intera costruzione.

In relazione al quesito n. 2 si ritiene che i casi in cui sia obbligatorio effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione siano chiaramente indicati al § 8.3 delle Norme tecniche per le costruzioni, che come è noto, recita:

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

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidezza."

Con particolare riferimento a porzioni limitate delle costruzioni, le stesse norme tecniche aggiungono: "Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

Si ritiene inoltre che esuli dalla competenze di questo Servizio alcuna valutazione riguardante la legittimità, o meno, di eventuali revoche delle licenze d'uso dei locali.

In riferimento, infine, al quesito n.3, si ritiene che, fermi restando i principi di cui al §2.4.2, le Regioni possano utilmente emanare criteri interpretativi del concetto di



“rilevanza”, mentre quello di “classe d’uso” appare compiutamente definito al citato § 2.4.2 delle Norme tecniche per le costruzioni. Si ritiene però necessario, e non solo opportuno, che tali interpretazioni siano uniformate a carattere nazionale e, quindi, emanate, da questo Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. A riguardo il documento proposto dalla Regione Toscana potrà essere utile punto di partenza per le elaborazioni che eventualmente questo consesso volesse avviare.

In considerazione della rilevanza degli argomenti in questione, che investono profili interpretativi di carattere generale della normativa tecnica per le costruzioni, si ritiene comunque necessario sottoporre la problematica alla competente Sezione del Consiglio Superiore per un compiuto parere in merito.”

CONSIDERATO

Le vigenti Norme tecniche sulle costruzioni, al punto 2.4.2, nel definire le *Classi d’uso* precisano come le stesse trovino la loro applicazione “in presenza di azioni sismiche” e “con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso”. La Classe d’uso, unitamente alla Vita Nominale stabilita per un’opera, consente di determinare il periodo di riferimento per l’azione sismica V_R , in base al quale l’azione sismica da adottare è tanto più incisiva quanto più la costruzione, per i requisiti e le finalità che la caratterizzano, in caso di evento sismico deve fornire idonee garanzie di operatività e sempre minori probabilità di collasso.

Atteso, inoltre, che soprattutto in presenza di sisma il comportamento strutturale deve necessariamente intendersi “univoco” e non può essere riferito a singole porzioni di una costruzione, non vi è dubbio che nel caso in cui in una stessa costruzione sussistano porzioni caratterizzate da Classi d’uso diverse, nel calcolo e nelle relative verifiche della struttura le azioni sismiche da adottare devono essere quelle definite dalla Classe d’uso più gravosa.

Per quanto attiene l’obbligo della valutazione della sicurezza di una costruzione esistente, di cui al punto 8.3 delle vigenti Norme tecniche, si evidenzia come l’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274 disponga letteralmente, al comma 3 dell’art.2: *“E’ fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ..., sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo*



fondamentale per le finalita' di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso."

Con tale disposto, la Presidenza del Consiglio dei Ministri ha inteso sottolineare la necessità che un'opera strategica o comunque significativa, come definita nel comma stesso, in caso di evento sismico presenti un rapporto tra capacità e domanda sismica adeguato ai requisiti ed alle finalità che la caratterizzano. E' opportuno evidenziare come nelle due tipologie generali individuate dal citato comma 3, sembrano ricadere sia le opere di Classe IV, per le esigenze di funzionalità durante gli eventi sismici, che le opere di Classe III, in particolare quelle soggette ad affollamento significativo, per le conseguenze di un eventuale collasso.

Inoltre, il successivo comma 4 del medesimo art.2, ha previsto: *"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"*.

In ottemperanza alle disposizioni del suddetto comma 4, con il Decreto 21 ottobre 2003 del Dipartimento di Protezione Civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri, recante Disposizioni attuative dell'art.2 commi 2,3, e 4 della citata OPCM n.3274, sono stati infatti pubblicati in Allegato 1:

- l'Elenco A riportante le categorie di edifici ed opere infrastrutturali di competenza statale, di interesse strategico la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalita' di protezione civile;
- l'Elenco B riportante le categorie di edifici ed opere infrastrutturali di competenza statale che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.



Benchè gli Elenchi A e B facciano riferimento alle opere di competenza statale e regionale, ad avviso di questo consesso i criteri con i quali si individuano le due tipologie costituiscono – ai fini delle disposizioni di cui al sopracitato comma 3 dell'art.2 dell'Ordinanza n. 3274 - un riferimento anche per eventuali edifici di carattere privato, che presentino le medesime caratteristiche.

Si sottolinea, inoltre, come il punto 8.3 delle NTC preveda esplicitamente l'obbligo della valutazione della sicurezza per gli edifici esistenti per i quali si richieda un *“cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso”*.

Sulla base di quanto sopra, in relazione ai quesiti posti dalla Regione Toscana, la Sezione è dell'avviso che:

- in caso di richiesta di cambio di destinazione d'uso di una porzione di edificio da Classe II a Classe III sussista l'obbligo della valutazione della sicurezza dell'intero edificio ai sensi del punto 8.3 delle NTC, compreso l'obbligo di considerare tutta la costruzione in Classe III;
- tutte le opere esistenti, sia pubbliche che private, che presentino in tutto o in parte attività ricadenti nelle Classi III o IV, ai sensi del comma 3 dell'art. 2 dell'Ordinanza n.3274 devono essere sottoposti, a cura della proprietà, alla valutazione di sicurezza prevista dalle vigenti Norme tecniche al Cap.8 *Edifici esistenti*, punto 8.3. Tale obbligo, pertanto, riguarda la valutazione della sicurezza; per eventuali ulteriori successivi adempimenti, si richiama quanto precisato al riguardo dal punto C8.3 della Circolare ministeriale n.617 del 2 febbraio 2009;
- in caso di inadempienza, eventuali provvedimenti inerenti la prosecuzione o meno dell'attività non possono che essere di stretta competenza degli organismi di controllo territoriali, che possono assumere in tal senso una decisione opportunamente calibrata sulla base delle caratteristiche di ciascun singolo caso;
- per quanto attiene, infine, la possibilità di definire il concetto di “rilevanza” e di “classe d'uso”, circa quest'ultimo concetto si ritiene di poter condividere quanto già espresso dal Servizio Tecnico Centrale nella propria Relazione istruttoria,



per cui lo stesso appare già compiutamente definito alle stesse Norme tecniche; per quanto attiene invece il concetto di "rilevanza", si richiama il citato comma 4 dell'art.2 dell'Ordinanza n.3274/2003, laddove invita le Regioni, per la parte di loro competenza, "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". Peraltro la Regione Toscana sembra aver già affrontato quest'ultimo argomento con il Regolamento di attuazione di cui all'articolo 117, commi 1 e 2 della legge regionale 3 gennaio 2005 n.1 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento delle attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico, pubblicato con DPGR 9 luglio 2009 n.36/R, in particolare all'art. 13 Edifici strategici e rilevanti situati in zona a bassa sismicità assoggettati a verifica obbligatoria ed al corrispondente Allegato A recante l'Elenco degli edifici strategici e rilevanti situati in zona a bassa sismicità da assoggettare alla verifica obbligatoria ai sensi dell'art. 105 ter, comma 4.

Tutto ciò premesso e considerato, all'unanimità:

IL PARERE

della Sezione è contenuto nei considerato che precedono.


Gianni Luigi Biondini
 PER COPIA CONFORME