



COMITATO TECNICO SCIENTIFICO

in materia di rischio sismico

(Delibera GR n. 606 del 21.6.2010)

Norme tecniche per le costruzioni – DM 14/1/2008

2014 - Quesiti esaminati

(estratto dai lavori svolti nell'anno 2014)

1 – GC Grosseto – Azioni sulle costruzioni – carico d'incendio

ARGOMENTO: Azioni sulle costruzioni

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

QUESITO

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.

RISPOSTA

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.

2 - GC Arezzo - Quesito dell'Ing. Alessandro Berni

ARGOMENTO - Interventi su edifici esistenti. Miglioramento su edificio storico vincolato.
RIFERIMENTI: NTC 2008, Cap. 8

QUESITO

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:

- *rilievo topografico di dettaglio (manuale e con stazione totale), con realizzazione di modello numerico 3D del fabbricato;*
- *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);*
- *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.*
- *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.*



SETTORE SISMICA REGIONALE

Sede di FIRENZE

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).

Previa 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.

RISPOSTA

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),



SETTORE SISMICA REGIONALE

Sede di FIRENZE

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



SETTORE SISMICA REGIONALE

Sede di FIRENZE

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.

3 - GC Firenze – Quesito Ing. Savelli

ARGOMENTO: Interventi di miglioramento

RIFERIMENTO: NTC p.to 8.4.2

QUESITO

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:

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



SETTORE SISMICA REGIONALE

Sede di FIRENZE

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.

RISPOSTA

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".

4 - GC Pistoia – 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

QUESITO - 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%.



SETTORE SISMICA REGIONALE

Sede di FIRENZE

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 ?

RISPOSTA

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 %."

QUESITO - 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 $\Delta V \leq \max \{0.25|V|, 0.10|V_{piano}\}$ 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.

RISPOSTA

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

QUESITO - 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.



SETTORE SISMICA REGIONALE

Sede di FIRENZE

RISPOSTA

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.

5 Quesito GC Firenze - Quesito dell'Ing. Francesco Gori

ARGOMENTO: Collegamenti in fondazione.

RIFERIMENTO: NTC p.to 7.2.5

QUESITO

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

RISPOSTA

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 taglienti. 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.



6 – GC Siena – Ing. Francesco Gaudini

ARGOMENTO: Magrone fondazione

RIFERIMENTO: NTC p.to 7.2.5

QUESITO *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 $R'_{ck} > 150$ daN/cm²) 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*

RISPOSTA - 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.

Documento ratificato dal CTS nella seduta del 17/6/2015.