

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE

Le principali novità delle NTC 2016

Ing. Luciano Migliorini, Consigliere ISI



La presentazione si riferisce al testo delle Norme Tecniche per le Costruzioni nella versione nota a fine settembre 2016.

ITER DI APPROVAZIONE E PUBBLICAZIONE DELLA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE

- le modifiche alle NTC 2008 sono state presentate ufficialmente al CSLPP [il 26 luglio 2013](#);
- [nell'ottobre 2014](#) è stata avviata la discussione della bozza delle nuove NTC;
- [nel novembre 2014](#) il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha dato il primo via libera alle nuove NTC;
- il testo approvato nel novembre 2014 è stato [diffuso a marzo 2015](#);
- alla fine del 2014 il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha [avviato la stesura della circolare applicativa](#) delle nuove NTC che si concluderà insieme a quella delle nuove NTC, a fine 2016;
- Il 9 settembre 2016 è stata trasmessa alla Conferenza Unificata la [bozza aggiornata delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni](#);
- Il 27 settembre 2016 è stata pubblicata [la relazione illustrativa del Decreto Ministeriale di approvazione della revisione ed aggiornamento](#).

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Questo è stato in sintesi l'iter di approvazione e pubblicazione della revisione delle Norme Tecniche.

Infine, l'Assemblea ha evidenziato la necessità del tempestivo aggiornamento della Circolare n. 617/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008" per renderla coerente nei contenuti ed omogenea, anche sotto il profilo redazionale rispetto all'attuale revisione delle Norme tecniche; tale Circolare dovrebbe essere emanata pressoché contemporaneamente alla pubblicazione delle NTC.

Sotto il profilo amministrativo, si evidenzia che, ai sensi dell' articolo 52 del DPR 6 giugno 2001 n.380 e ss. mm. ii., le norme tecniche ed i relativi aggiornamenti entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione dei rispettivi decreti nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Al riguardo, l'Assemblea ha rilevato, la necessità che il decreto interministeriale di approvazione delle Norme tecniche per le costruzioni preveda un periodo transitorio nel quale - per le costruzioni e le opere infrastrutturali già iniziate, per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano già proceduto all'affidamento dei lavori, nonché per quelle il cui progetto definitivo, nel caso di opere pubbliche, sia stato già approvato dagli Organi competenti, oppure il cui progetto esecutivo, nel caso di opere private, sia stato già depositato presso i competenti uffici, a termini di legge, prima dell'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le costruzioni in esame - restano in vigore le norme di cui al D.M. 14 gennaio 2008 fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Nella relazione illustrativa al Decreto di Approvazione e Revisione si fa anche riferimento alla Circolare Applicativa, la cui pubblicazione è attesa in parallelo alle NTC.

LE NTC e i suoi aggiornamenti entreranno in vigore 30 giorni dopo la pubblicazione in Gazzetta Ufficiale.

Tuttavia per alcune tipologie di interventi già in itinere sarà previsto un periodo transitorio, nel quale continueranno a valere le NTC 2008.

PRESENTAZIONE DELLA VERSIONE DELLE NTC RILASCIATA IN BOZZA IL 9 SETTEMBRE 2016

*Al fine di consentire la massima comprensione del testo, la presente versione del documento riporta in maniera tracciabile (con testo in colore rosso) tutte le modifiche intercorse, nel corso della procedura di concerto interministeriale, rispetto al testo Allegato al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.53/2012, espresso nell'Adunanza dell'Assemblea Generale del 14 novembre 2014.
Fra queste, evidenziate in **verde**, sono riportate le modifiche da ultimo richieste dal Dipartimento per la Protezione Civile con nota n. SIV/0027712 del 01.06.2016*

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Presentiamo ora le novità presenti in questa stesura della norma, con particolare attenzione alle differenze rispetto alla norma attualmente in vigore (NTC 2008).

Capitolo 2 - Sicurezza e prestazioni attese

In termini generali, al Capitolo 2, *Sicurezza e prestazioni attese*, sono state apportate alcune modifiche rispetto al testo delle NTC 2008, soprattutto per quanto riguarda il paragrafo 2.4, denominato "*Vita nominale di progetto, classi d'uso e periodo di riferimento*", che è stato sostanzialmente rivisto e riformulato, in particolare in relazione alle prescrizioni relative alla "*vita nominale*" - ridefinita più correttamente "*vita nominale di progetto*" - e ai tipi di costruzioni a cui tale concetto va applicato, rendendo altresì la norma più aderente ai corrispondenti contenuti dell'Eurocodice 1.

In particolare, è stato precisato che la "*vita nominale di progetto*" V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla manutenzione così come prevista in sede di progetto, mantenga i livelli prestazionali per i quali è stata progettata. E' stato in tal modo evidenziato il significato convenzionale di tale parametro, che è sostanzialmente finalizzato all'individuazione delle azioni nell'ambito della valutazione della sicurezza ed alle relative verifiche.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



In particolare nel documento noterete anche dei commenti incorniciati in rosso, che sono stati ripresi testualmente dalla relazione illustrativa allegata al decreto di approvazione delle NTC.

2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentire la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze di seguito elencate **per le quali è stata progettata**.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- *durabilità*: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- *robustezza*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescenti eccezionali quali esplosioni e urti.

NTC 2008

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescenti quali incendio, esplosioni, urti.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Per quanto riguarda I PRINCIPI FONDAMENTALI, rispetto alle NTC 2008, osserviamo che le NTC 2016 presentano un quadro più dettagliato dei principi da rispettare, ponendo attenzione anche alla “sicurezza antincendio” e alla “durabilità”, in sintonia, per altro, con quanto richiamato negli Eurocodici.

VITA NOMINALE

Inoltre sono stati distinti anche sotto il profilo operativo i concetti di “*vita nominale di progetto*” dell’opera e di impiego dell’opera, per il quale i livelli di sicurezza vengono differenziati sulla base delle “*classi d’uso*”. Da ciò deriva, quindi, l’eliminazione, nella *Tabella 2.4.I*, dei riferimenti a determinati tipi di opere, peraltro non esaustivi, presenti nelle NTC 2008 e l’introduzione, ai fini della determinazione della V_N , di categorie generali di costruzioni che si differenziano sotto il profilo non tipologico ma prestazionale: “Costruzioni provvisorie e temporanee”, “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari” e “Costruzioni con livelli di prestazioni elevati”; per ciascuna di tali categorie generali viene prescritto un valore minimo della “*vita nominale di progetto*”.

Sono stati introdotti chiarimenti anche riguardo alla scelta della “*vita nominale di progetto*” per le opere in fase di costruzione, al fine di evitare l’assunzione di valori per i quali le metodologie probabilistiche di valutazione delle azioni, basati su di esse, perdono di significato tecnico.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



La vita nominale è risultato uno degli argomenti dibattuti.

VITA NOMINALE

Tab. 2.4.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie ⁽¹⁾	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

NTC 2016

Tabella 2.4.1 – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

NTC 2008

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



I valori definitivi presenti nelle NTC 2016 corrispondono a quelli presenti nelle NTC 2008.

VALORE CARATTERISTICO DELLE AZIONI → TEMPO DI RITORNO

2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

omissis

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini Q_k rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente: Q_{k1} rappresenta l'azione variabile di base e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Nelle NTC 2016 viene evidenziato che il valore caratteristico delle azioni (come neve vento e temperatura) dipende dal periodo di ritorno. Il valore standard proposto in questi casi è di 50 anni e va eventualmente, se necessario, rivisto per situazioni particolari

COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI

Tab. 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_f			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

omissis

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{k1} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

LE NOVITA' DELLE NTC 2016


SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016


ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Sono stati modificati i valori dei coefficienti parziali delle azioni per i carichi permanenti non strutturali (i cosiddetti G_2).
Osserviamo che la tabella qui presentata risulta essere in contraddizione con quanto espresso nel paragrafo 2.5.3 che invita ad omettere i carichi G_2 se risultano a sfavore di sicurezza (mentre la tabella indica un coefficiente 0.8)

CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stata effettuata una definizione più puntuale dei coefficienti di combinazione.

VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Infine, si rileva che è stato eliminato dal testo ogni residuo riferimento al metodo delle tensioni ammissibili ed ai relativi decreti attuativi, che peraltro, secondo le NTC 2008, risultavano applicabili solo in limitatissime parti del territorio nazionale.

2.7. VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6

Limitatamente alle costruzioni di tipo I e 2 e Classe d'uso I e II (Tab. 2.4.1a e 2.4.1b), per le quali, agli SLV, $\alpha S \leq 0,07g$, nei riguardi dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), definito al § 3.2.1, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al DM L.P.P. 14 febbraio 1992, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al DM L.P.P. 20 novembre 1987, per le strutture in muratura e al DM L.P.P. 11 marzo 1988, per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Il metodo alle tensioni ammissibili è stato definitivamente depennato.

CAPITOLO 3

Capitolo 3 - Azioni sulle costruzioni

Il Capitolo 3, *Azioni sulle costruzioni*, del testo in questione la si pone in sostanziale continuità con il testo normativo vigente, osservando che le modifiche apportate rispetto alle NTC 2008 si limitano, sostanzialmente, ai seguenti aspetti:

- il titolo del paragrafo 3.1.4, *Carichi variabili*, delle NTC 2008, è stato modificato in *Sovraccarichi*, termine in linea sia con la tradizione tecnica nazionale, sia con le più recenti traduzioni ufficiali degli Eurocodici; inoltre il relativo articolato è stato parzialmente modificato, inserendo opportune precisazioni ed eliminando alcune indicazioni pleonastiche; la Tabella 3.1.1 *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni* è stata anch'essa rivista ed integrata per quanto concerne la definizione delle categorie d'uso;
- sono stati aggiunti i paragrafi 3.1.4.2 e 3.1.4.3, nei quali, così come nel paragrafo 3.1.4.1, è stata effettuata una distinzione più netta fra i carichi verticali uniformemente distribuiti, i carichi verticali concentrati ed i carichi orizzontali;

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Anticipiamo qui le differenze presenti nel capitolo 3, relativo alle Azioni sulle costruzioni.

VALORI DEI SOVRACCARICHI

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
	Uffici			
B	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	3,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
	Ambienti suscettibili di affollamento			
C	Cat. C1 Aree con lavabi, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per bandiere, lettura e ricreazione	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e aule, sale universitarie e sale magna	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palestronici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzoni per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 5,00 2 x 50,00 1,00**		
H-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, elicotti	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per ponti, parapetti e partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli autoveicoli dovranno essere valutate caso per caso.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stata effettuata una definizione più puntuale dei carichi in funzione della categoria e dell'ambiente della costruzione.
Inoltre sono stati maggiorati in modo significativo i carichi orizzontali (del tipo H_k)

SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

I sovraccarichi verticali concentrati Q_k riportati nella Tab. 3.1.II formano oggetto di verifiche locali distinte e non si applicano contemporaneamente ai carichi verticali ripartiti utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse, i parcheggi e le aree di transito (categorie F e G). Per le costruzioni di categoria F, i carichi si applicano su due impronte di 100 x 100 mm, distanti assialmente 1,80 m. Per le costruzioni di categoria G i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente 1,80 m.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stato dedicato un paragrafo specifico per i sovraccarichi verticali concentrati, con alcune modifiche inerenti la modalità della loro applicazione.

RIDUZIONE SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

Analogamente ai carichi permanenti non strutturali definiti al § 3.1.3 ed in linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i sovraccarichi potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

Per le categorie d'uso A, B, C, D, H e L i sovraccarichi verticali distribuiti che agiscono su di singolo elemento strutturale facente parte di un orizzontamento (ad esempio una trave), possono essere ridotti in base all'estensione dell'area di influenza A [m²] di competenza dell'elemento stesso. Il coefficiente riduttivo α_A è dato da

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{10}{A} \leq 1,0 \quad [3.1.1]$$

essendo ψ_0 il coefficiente di combinazione (Tab. 2.5.1). Per le categorie C e D, α_A non può essere minore di 0,6.

Analogamente, per le sole categorie d'uso da A a D, le componenti di sollecitazione indotte dai sovraccarichi agenti su membrature verticali, tra i quali pilastri o setti, facenti parte di edifici multipiano con più di 2 piani, possono essere ridotti in funzione del numero di piani caricati n , essendo il coefficiente riduttivo α_n dato da

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \psi_0}{n} \quad [3.1.2]$$

I due coefficienti riduttivi α_A e α_n non possono essere combinati.

Circ. 04/07/1996 n. 156

C.5.5. COEFFICIENTE DI RIDUZIONE

In relazione alla possibilità di ridurre i sovraccarichi, prevista nell'ultimo capoverso del paragrafo 5.2., quando si verificano elementi strutturali quali travi, pilastri, pareti portanti, fondazioni, interessati da carichi variabili su superfici ampie, da presumersi non caricate per intero contemporaneamente col massimo sovraccarico, il valore del sovraccarico, purché appartenente tutto alla stessa categoria, potrà essere mediamente ridotto su tali superfici, rispetto a quello indicato nel prospetto 5.1., in funzione della estensione della superficie caricata complessiva di spetanza dell'elemento verificato.

Detta A la superficie caricata complessiva, espressa in m², sulla quale agisce il sovraccarico che compete all'elemento considerato e che può estendersi su uno o più piani, potrà assumersi un coefficiente di riduzione del sovraccarico stesso, come segue:

$$\text{Cat. 1, 2, 6, 8: } 1 + \frac{0,50}{A} \\ \text{Cat. 3, 4: } 1 + \frac{0,75}{A}$$

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Per l'eventuale riduzione dei carichi variabili uniformemente distribuiti (o dei loro effetti) sono stati introdotte due possibilità alternative attraverso i coefficienti α_A e α_n .
In particolare si osserva che l'espressione di α_A è simile a quella suggerita dalle Istruzioni del DM 16/01/96

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE SPETTRI DI RISPOSTA

- al paragrafo 3.2.2, *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche* è da evidenziare la riformulazione delle categorie di sottosuolo, effettuata sulla base dell'esperienza progressivamente accumulata nell'applicazione delle NTC 2008, che elimina le lacune presentate dal testo precedente in presenza di possibili combinazioni della profondità del substrato e della velocità equivalente delle onde di taglio;
- ai paragrafi 3.2.3.4, *Spettri di risposta di progetto per lo stato limite di operatività (SLO)*, 3.2.3.5, *Spettri di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD)*, *di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC)*, e 3.2.3.6, *Impiego di accelerogrammi*, è stata fornita una definizione più precisa degli stati limite per l'azione sismica e sono state inserite prescrizioni e limitazioni riguardanti l'analisi sismica mediante accelerogrammi;

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono state riviste le categorie del sottosuolo, definiti in maniera più precisa gli stati limite per l'azione sismica e inserite prescrizioni e limitazioni riguardanti l'analisi sismica mediante accelerogrammi.

AZIONE DEL VENTO

- al paragrafo 3.3, *Azioni del vento* ed ai relativi paragrafi 3.3.1 e 3.3.2, è stata ridefinita in maniera più esplicita la dipendenza della velocità di riferimento del vento dall'altitudine s.l.m. e dal periodo di riferimento, assunto coincidente con il periodo di ritorno; inoltre nella Tabella 3.3.III sono state inserite precisazioni anche in termini quantitativi riguardo alle classi di rugosità del terreno;
- al paragrafo 3.3.10 Avvertenze progettuali, le indicazioni relative all'azione del vento sono state semplificate, precisate e rese maggiormente operative per il progettista;

3.3.1. VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b0} c_s \quad [3.3.1]$$

v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_s è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_s = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_s = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Zona	Descrizione	v_{b0} [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'esclusione della provincia di Trieste)	25	1000	0,60
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (incluse la province di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	30	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della rete congiungente Capo Ferroli con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della rete congiungente Capo Ferroli con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'esclusione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,52

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stata rivista l'espressione che determina i valori della velocità base di riferimento del vento.

AZIONE DEL VENTO

3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_r . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[\ln \left(1 + \frac{1}{T_r} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove T_r è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_r = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

La velocità di riferimento dipende anche dal tempo di ritorno attraverso un coefficiente c_r , pari a 1 per un tempo di ritorno standard di 50 anni.

AZIONE DEL VENTO

Classe di rugosità

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Sono state meglio precisate le classi di rugosità.

AZIONE DEL VENTO

3.3.10. AVVERTENZE PROGETTUALI

Le azioni del vento sui ponti lunghi, sugli edifici alti e più in generale sulle costruzioni di grandi dimensioni o di forma non simmetrica, possono dare luogo a forze trasversali alla direzione del vento e a momenti torcenti di notevoli intensità. Tali azioni possono essere ulteriormente amplificate dalla risposta dinamica della struttura.

Agli ultimi piani degli edifici alti, le azioni del vento possono causare oscillazioni (soprattutto accelerazioni di piano) le cui conseguenze variano, nei riguardi degli occupanti, dalla non percezione sino al fastidio e, in alcuni casi, all'intollerabilità fisiologica.

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica, quali ciminiere, torri di telecomunicazioni o singoli elementi di carpenteria si deve tenere conto degli effetti dinamici indotti al distacco alternato dei vortici dal corpo investito dal vento. Tali effetti possono essere particolarmente severi quando la frequenza di distacco dei vortici uguaglia una frequenza propria della struttura, dando luogo a un fenomeno di risonanza. In questa situazione le vibrazioni sono tanto maggiori quanto più la struttura è leggera e poco smorzata. L'occorrenza di fenomeni di risonanza in corrispondenza di velocità del vento relativamente piccole e quindi frequenti richiede particolari attenzioni nei riguardi della fatica.

Per strutture particolarmente deformabili, leggere e poco smorzate, l'interazione del vento con la struttura può dare luogo ad azioni aeroelastiche, i cui effetti modificano le frequenze proprie e/o lo smorzamento della struttura sino a causare fenomeni di instabilità, fra i quali il galoppo, la divergenza torsionale ed il flutter. Il galoppo è tipico di cavi ghiacciati o percorsi da rivoli d'acqua, di elementi di carpenteria e più in generale di elementi strutturali di forma non circolare. La divergenza torsionale è tipica in generale di lastre molto sottili. Il flutter è tipico di ponti sospesi o strallati o di profili alari.

Per strutture o elementi strutturali ravvicinati e di analoga forma, ad esempio edifici alti, serbatoi, torri di refrigerazione, ponti, ciminiere, cavi, elementi di carpenteria e tubi, possono manifestarsi fenomeni di interferenza tali da modificare gli effetti che il vento causerebbe se agisse sulle stesse strutture o elementi strutturali isolati. Tali effetti possono incrementare le azioni statiche, dinamiche e aeroelastiche del vento in modo estremamente severo.

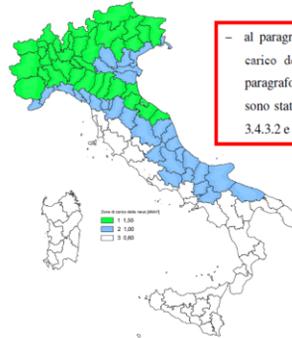
In tutti i casi sopra citati si raccomanda di fare ricorso a dati suffragati da opportuna documentazione, o ricavati per mezzo di metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono state estese e perfezionate le avvertenze progettuali.

CARICO DA NEVE



- al paragrafo 3.4.1 *Carico della neve sulle coperture*, è stata inserita una definizione del carico della neve più coerente con quelle dell'azione sismica e del vento; inoltre, al paragrafo 3.4.2 si è provveduto ad aggiungere alcune Province nella zonazione della neve e sono state dissociate le condizioni di carico della neve dalla presenza del vento (paragrafi 3.4.3.2 e 3.4.3.3);

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

E' stata rivista la mappatura delle zone di carico di neve, che coinvolge alcune province del Centro-Sud, trasferite dalla zona III alla zona II.

CARICO DA NEVE

3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

NTC 2008

Tempo di ritorno

I valori proposti dalla norma si riferiscono ad un tempo di ritorno di 50 anni. Come già per il vento le NTC 2016 forniscono indicazioni per le opere transitorie, ma non per tempi di ritorno maggiori (comunque la normativa nazionale può essere eventualmente di aiuto).

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Nelle NTC 2016 è stata eliminata questa condizione di carico presente nelle NTC 2008.

Per il tempo di ritorno del carico da neve valgono le stesse considerazioni già svolte per il vento.

TEMPERATURA

3.5.2. TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

La temperatura dell'aria esterna, T_{amb} , può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà T_x con $T_x \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà T_x con $T_x \geq 10$ anni;

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame, T_{max} o T_{min} dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella Fig. 3.5.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Fig. 3.5.1 - Zone della temperatura dell'aria esterna.

Spazio	IR
Indirizzo	0,5



Delle espressioni seguenti, T_{max} e T_{min} sono espresse in °C. L'abitudine di riferimento a, rappresenta in circa la quota del mare sul livello del mare nel caso dove è indicata la costruzione.

Zone	Regioni	T_{max}	T_{min}	IR
Zona I	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia, Emilia Romagna	$T_{max} = -25 - 0,4 a / 1000$	$T_{min} = 42 - 0,4 a / 1000$	0,5/0,2
Zona II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Marche, Campania, Basilicata	$T_{max} = -8 - 0,4 a / 1000$	$T_{min} = 42 - 2 a / 1000$	0,5/0,2
Zona III	Molise, Abruzzo, Sicilia, Puglia	$T_{max} = -8 - 1 a / 1000$	$T_{min} = 42 - 0,3 a / 1000$	0,5/0,2
Zona IV	Calabria, Sicilia	$T_{max} = -2 - 0,4 a / 1000$	$T_{min} = 42 - 2 a / 1000$	0,5/0,2

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Viene proposta una zonizzazione della temperatura dell'aria esterna. Questa zonizzazione è la premessa per la determinazione analitica degli effetti termici sulla struttura, considerando i processi di trasmissione del calore e di irraggiamento solare. Per gli edifici, qualora gli effetti termici non siano determinanti ai fini della sicurezza, viene però riproposta la tabella già presente nelle NTC 2008.

COEFFICIENTI DI DILATAZIONE TERMICA

3.5.7. EFFETTI DELLE AZIONI TERMICHE

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si può fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente α_T riportati in Tab. 3.5.III.

Tab. 3.5.III - Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente

Materiale	α_T [$10^{-6}/^{\circ}\text{C}$]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 + 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 + 70

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

MADE_{expo}
Milano Architecture Project Edition
18_21 | 03 | 2015
Fiera Milano Rho



Per i coefficienti di dilatazione termica vengono riproposti gli stessi valori delle NTC 2008.

3.6. AZIONI ECCEZIONALI

- al paragrafo 3.6, *Azioni eccezionali*, sono stati ridefiniti e precisati i principi generali relativi alle azioni eccezionali; al paragrafo 3.6.1.1, *Definizioni* relative alle azioni di incendio ed al paragrafo 3.6.1.2, *Richieste di prestazioni*, il testo è stato adeguato a quanto prescritto dalla vigente normativa di settore; inoltre sono state integrate le prescrizioni relative all' *"Incendio di progetto"* (paragrafo 3.6.1.5.1), nonché agli urti causati dal traffico veicolare sopra i ponti (paragrafo 3.6.3.3.2) ed agli urti causati dal traffico ferroviario (paragrafo 3.6.3.4); per quanto concerne gli urti causati da imbarcazioni ed aeromobili (paragrafo 3.6.3.5), è stato indicato che tali azioni devono essere valutate sulla base delle indicazioni riportate in documenti di comprovata validità di cui al Cap. 12 delle NTC stesse.

Al riguardo, l'Assemblea ha rilevato che i paragrafi 3.6.3.5 e 3.6.3.6 delle NTC 2008, relativi alle azioni eccezionali causate dagli urti di imbarcazioni e dagli urti di elicotteri, sono stati opportunamente unificati in un unico paragrafo che rinvia, sia per le imbarcazioni che per gli aeromobili, a documenti di comprovata validità, stante l'estrema variabilità di tali azioni in relazione alle reali o potenziali circostanze operative.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono stati ridefiniti e precisati alcuni aspetti legati alle azioni eccezionali.

CAPITOLO 4 – COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Tab. 4.1.1 – Classi di resistenza

Classe di resistenza
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

Tabella 4.1.1 – Classi di resistenza

CLASSE DI RESISTENZA
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
NTC 2008 C 32/40
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Classi di calcestruzzo: è stata reintrodotta la classe C30/37.

CAPITOLO 4 – COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

- nel paragrafo 4.1.1.1, *Analisi elastica lineare*, è stata inserita la possibilità di considerare la redistribuzione dei momenti anche per travi di telai in cui siano trascurabili gli effetti del secondo ordine; sono stati, inoltre, previsti opportuni limiti al rapporto x/d nelle sezioni critiche;

4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

omissis

Per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, il rapporto x/d nelle sezioni critiche non deve comunque superare il valore 0,45 per $f_{ck} \leq 50$ MPa e 0,35 per $f_{ck} > 50$ MPa.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono stati posti dei valori limite per il rapporto x/d .

TENSIONE DI ADERENZA

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{td} vale:

$$f_{td} = f_{bk} / \gamma_c \quad [4.1.6]$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad [4.1.7]$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza;

$\eta_1 = 0,7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, -in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$ per barre di diametro superiore

La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione sono influenzate dalla forma delle barre, dal copriferro, dall'effetto di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale. Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2005.

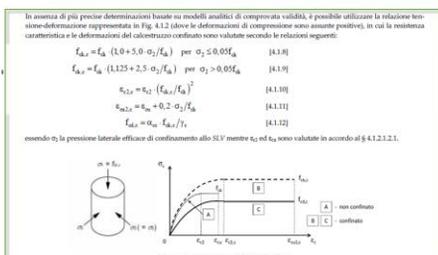
LE NOVITA' DELLE NTC 2016



È stato ampliato questo argomento e portato più in linea con quanto proposto dall'Eurocodice, a cui si rimanda per i dettagli.

CALCESTRUZZO CONFINATO

- nel paragrafo 4.1.2.1.2.1, *Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo*, è stata introdotta, in accordo con l'Eurocodice 2, la relazione tensione - deformazione per il calcestruzzo confinato; al riguardo si evidenzia la necessità di aggiornare conseguentemente il testo della Circolare applicativa delle NTC;



Nella valutazione della capacità della sezione il contributo del copriferro non deve essere considerato nelle zone esterne al nucleo confinato in cui la deformazione massima supera la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

E' stata introdotta la possibilità di considerare l'effetto del confinamento nella verifica delle sezioni.

Il confinamento aumenta la deformazione ultima e la resistenza di calcolo del calcestruzzo.

Risulta difficile, a priori, in fase di progetto, computare l'effetto del confinamento perché non si conoscono i dettagli costruttivi che lo influenzano.

Il confinamento è comunque un aspetto che è utile, o addirittura necessario, prendere in considerazione nel dimensionamento sismico delle sezioni dissipative.

Da segnalare che nelle situazioni in cui si tiene conto di un incremento di deformazione della sezione interna confinata (oltre il 0.35%) va ignorato il contributo del calcestruzzo esterno alle staffe (copriferro) perché, non essendo confinato, mantiene il suo limite deformativo convenzionale ordinario del 0.35%.

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

- nei paragrafi 4.1.2.2.4.4 e 4.1.2.2.4.5, inerenti lo stato limite di fessurazione, in accordo con quanto riportato nell'Eurocodice 2 si è fatto riferimento al valore caratteristico di apertura delle fessure w_k , anziché al valore di calcolo w_d ; in particolare, nel paragrafo 4.1.2.2.4.5, *Verifica allo stato limite di fessurazione*, sono state fornite precisazioni circa l'ampiezza caratteristica delle fessure w_k ;
- nei paragrafi 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 sono state rettificare le formule 4.1.15, 4.1.16 e 4.1.17;

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Alcune rettifiche rispetto allo stato limite di fessurazione.

4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA'

ECCENTRICITA' NEI PILASTRI

- nel paragrafo 4.1.2.3.4.2 *Verifiche di resistenza e duttilità*, è stato modificato il valore dell'eccentricità minima per i pilastri soggetti a compressione assiale; sono stati definiti in accordo con l'Eurocodice 2 i valori del coefficiente α che possono essere assunti in mancanza di specifiche valutazioni; sono state altresì introdotte le verifiche di duttilità con la definizione della curvatura convenzionale di prima plasticizzazione;
- nel paragrafo 4.1.2.3.4.2 è stata riformulata la norma relativa all'eccentricità nel caso dei pilastri soggetti a compressione assiale; è stata inoltre inserita la modalità di calcolo della duttilità di curvatura;

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno ad $1/200$ dell'altezza libera di inflessione del pilastro, -e comunque non minore di 20 mm.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

L'eccentricità minima dei pilastri soggetti a compressione semplice è stata rivista, ma osserviamo che questa raccomandazione , già presente nelle NTC 2008, poteva essere evitata seguendo le indicazioni della circolare e limitando la compressione nel calcestruzzo all'80% della massima capacità resistente a compressione.

4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA'

VERIFICA SEMPLIFICATA A PRESSOFLESSIONE DEVIATA

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{R,yd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{R,zd}}\right)^\alpha \leq 1 \quad [4.1.19]$$

dove

$M_{Ed,y}$, $M_{Ed,z}$ sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi y e z ;

$M_{R,yd}$, $M_{R,zd}$ sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z .

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed}/N_{Rsd} \quad [4.1.20]$$

$$\omega_y = A_y \cdot f_{yd}/N_{Rsd} \quad [4.1.21]$$

con $N_{Rsd} = A_y \cdot f_{yd}$.

In mancanza di una specifica valutazione, può assumersi:

- per sezioni rettangolari:

N_{Ed}/N_{Rsd}	0,1	0,7	1,0
α	1,0	1,5	2,0

con interpolazione lineare per valori diversi di N_{Ed}/N_{Rsd} ;

- per sezioni circolari ed ellittiche: $\alpha = 2$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

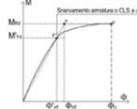
E' stata mantenuta la formulazione delle NTC 2008, specificando però il valore dell'esponente che compare nelle formule (in analogia all'Eurocodice).

4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA'

DUTTILITA'

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_{ϕ} può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ'_{yd} espressa dalla relazione seguente:

$$\phi'_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd} \quad \text{dove:}$$



ϕ'_{yd} è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco (ϵ_{c2} se si usa il modello parabola-rettangolo oppure ϵ_{c3} se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione allo SLU;

M'_{yd} è il momento corrispondente a ϕ'_{yd} e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Compare esplicitamente il riferimento alla duttilità di curvatura μ_{ϕ} , richiamata poi, espressamente, nel capitolo 7 sismico.

Inoltre in questo paragrafo viene definito il momento resistente in campo sostanzialmente elastico, espressamente richiamato nel capitolo 7 ai fini del dimensionamento di tutte le opere di fondazione e dei componenti di strutture analizzate con comportamento NON dissipativo

4.1.2.3.5.1 – VERIFICHE A TAGLIO

- nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 *Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*, è stata richiamata più esplicitamente l'attenzione sul principio per cui, anche se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura a taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto precisato nella norma stessa; è consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo soltanto a condizione che sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi. E' stata inoltre corretta l'espressione per il calcolo della resistenza a taglio, specificando nel testo l'unità di misura da adottare per la resistenza caratteristica del calcestruzzo e la modalità per determinare il rapporto geometrico dell' armatura longitudinale tesa:

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono state rivisti alcuni principi legati agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio.

4.1.2.3.5.4 – VERIFICHE AL PUNZONAMENTO

– nel paragrafo 4.1.2.3.5.4, *Verifica al punzonamento*, rispetto al testo delle NTC 2008 è stato precisato che le verifiche nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo vanno estese non solo alle lastre, ma anche alle solette piene, alle solette nervate a sezione piena sopra le colonne e alle fondazioni. Inoltre, è stata introdotta una modifica nel dimensionamento delle armature a punzonamento; infatti, nel caso in cui tali armature vengano previste, non viene affidato ad esse l'intero sforzo allo stato limite ultimo, bensì si prescrive di inserire tali armature nelle zone in cui il calcestruzzo non è in grado di fornire la richiesta resistenza a punzonamento; per la valutazione della resistenza al punzonamento sono stati inoltre richiamati i parr. 6.4.4 e 6.4.5 dell'Eurocodice 1.

4.1.2.3.5.4 Verifica al punzonamento

Solette piene, solette nervate a sezione piena sopra le colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della soletta.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature al taglio. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza al punzonamento si può fare utile riferimento al § 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di assenza di armature al taglio, al § 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di presenza di armature al taglio.

Nel caso di fondazioni si adatteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Nella verifica a punzonamento si rimanda espressamente ai paragrafi dell'Eurocodice.

4.1.2.3.5.4 – RESISTENZA ALLE SOLLECITAZIONI TORCENTI

4.1.2.3.9.2 – VERIFICHE DI STABILITA' PER ELEMENTI SNELLI

4.1.6.1.1 – ARMATURA DELLE TRAVI

- nel paragrafo 4.1.2.3.6, *Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti*, in linea con quanto previsto per le verifiche al taglio, sono stati modificati i limiti di θ (inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave) consentendo in tal modo che nei calcoli venga adottato un unico valore di θ per le verifiche a taglio e torsione;
- nel paragrafo 4.1.2.3.9.2, *Verifiche di stabilità per elementi snelli*, è stata semplificata la formula per il calcolo della snellezza limite per pilastri singoli ed è stato introdotto un chiarimento riguardo al calcolo della lunghezza libera di inflessione per le pareti;
- nel paragrafo 4.1.6.1.1, *Armatura delle travi*, è stata introdotta la regola della traslazione della risultante delle trazioni dovute al momento flettente, nel calcolo dell'apposita armatura negli appoggi di estremità all'intradosso;

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



4.1.6.1.4 – ANCORAGGIO DELLE BARRE

4.1.8 – NORME ULTERIORI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

- nel paragrafo 4.1.6.1.4, *Ancoraggio delle barre e loro giunzioni*, riguardo alle saldature, anche in relazione al parere della I Sezione del Consiglio Superiore reso con Voto n. 20 del 15.05.2012 in merito alla questione delle saldature degli acciai da armatura, è stata richiamata esplicitamente la norma UNI EN ISO 17660-1:2007 riguardante i *Giunti saldati destinati alla trasmissione del carico*, introducendo tale richiamo anche negli altri paragrafi delle NTC che trattano lo stesso argomento (Capitolo 11); per quanto riguarda le giunzioni meccaniche per barre di armatura, è stato precisato che tali giunzioni devono essere qualificate secondo le relative disposizioni di cui al Capitolo 11;
- nel paragrafo 4.1.8, *Norme ulteriori per il calcestruzzo armato precompresso*, sono stati specificati i valori dei coefficienti parziali γ_p da adottare nella verifica delle sezioni (paragrafo 4.1.8.1.1);

4.1.10 – NORME ULTERIORI PER LE STRUTTURE PREFABBRICATE

4.1.11 – CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA

– al paragrafo 4.1.10 sono stati eliminati i riferimenti alla procedura di deposito presso il Servizio Tecnico Centrale per le strutture prefabbricate ai sensi dell'art. 9 della legge n. 1086/71 e alla certificazione di idoneità di cui agli art. 1 e 7 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, in quanto superati dalle disposizioni del par. 4.6 e del Cap.11; inoltre si è ritenuto pleonastico il richiamo all'obbligo del deposito della documentazione tecnica presso l'ufficio regionale competente ai sensi della vigente legislazione in materia;

- **4.1.10.1** **Prodotti prefabbricati non soggetti a marcatura CE**
- **4.1.10.2.1** **Prodotti prefabbricati in serie dichiarata**
- **4.1.10.5.2** **Realizzazione delle unioni e dei collegamenti**

– al paragrafo 4.1.11, *Calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato*, le modalità di calcolo relative al calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato sono state aggiornate in accordo con quanto riportato nell'Eurocodice 2;

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Per quanto riguarda le “Strutture Prefabbricate” invitiamo all’esame dei seguenti paragrafi.

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Riguardo al paragrafo 4.2, *Costruzioni in acciaio*, si rileva che, oltre all'introduzione di un paragrafo relativo all'utilizzo degli acciai inox (paragrafo 4.2.1.2) e all'aggiornamento delle norme di riferimento riportate nei vari paragrafi, sono state apportate, principalmente, le seguenti modifiche rispetto alle NTC 2008:

- in accordo con la più recente normativa europea, è stato precisato che i requisiti per l'esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza meccanica e stabilità, di efficienza e di durata devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011 - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio, per quanto non in contrasto con le NTC stesse;
- nel paragrafo 4.2.3.1, *Classificazione delle sezioni*, rispetto al testo delle NTC 2008 la dizione "curvatura" è stata sostituita con "rotazione"; inoltre, sia in tale paragrafo che nel 4.2.3.3 sono state aggiornate le definizioni delle sezioni: le sezioni di classe 1 sono state definite *duttili*, quelle di classe 2 *compatte*, quelle di classe 3 *semi-compatte* e quelle di classe 4 *snelle*; in merito si evidenzia che nella Circolare applicativa delle NTC dovranno essere esplicitate le modalità di classificazione delle sezioni trasversali;

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

OMISSIS....

Il coefficiente di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}_{LT}$ è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_k}{M_{cr}}} \quad [4.2.51]$$

in cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità flessione-torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo in conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definite nella tabella Tab. 4.2.IX (b)

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0,5(1 - k_y) \left[1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \quad [4.2.53]$$

in cui il fattore correttivo k_y assume i valori riportati in Tab. 4.2.X. In particolare nel caso di variazione lineare del momento flettente ψ ($-1 \leq \psi \leq 1$) rappresenta il rapporto tra il momento in modulo minimo ed il momento in modulo massimo presi entrambi con il loro segno.

Nel caso generale, si può assumere $f=1$, $\beta=1$, $K_{LT}=1$ e $\bar{\lambda}_{LT,0}=0,2$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Estensione delle formule di calcolo del momento critico per tutte le forme di sezione, non solo per quelle a I come in precedenza.

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

- nel paragrafo 4.2.4.1.4, *Stato Limite di Fatica*, è stata introdotta la definizione di *strutture sensibili* e di *strutture poco sensibili* alla rottura per fatica; conseguentemente tale terminologia è stata introdotta anche nella Tab. 4.2.XI - *Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica*; inoltre è stato precisato che la resistenza a fatica di un dettaglio costruttivo è individuata mediante una curva caratteristica, detta curva S-N, che esprime il numero di cicli a rottura N in funzione delle variazioni di tensione nel ciclo $\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$; è stato altresì precisato come devono essere effettuate le verifiche a fatica *a vita illimitata e a danneggiamento*.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stato rivisto l'argomento della fatica per le strutture in acciaio. Il paragrafo merita un'attenzione specifica.

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

UNIONI CON BULLONI

4.2.8.1 UNIONI CON BULLONI, CHIODI E PERNI SOGGETTI A CARICHI STATICI

Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in "non precaricate" e "precaricate".

Le unioni realizzate con chiodi si considerano sempre "non precaricate" e i chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio.

I perni delle cerniere sono sollecitati a taglio e flessione.

4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi

Nei collegamenti con bulloni "non precaricati" gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.1.

Nei collegamenti con bulloni "precaricati" gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.2.

Nelle unioni con bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito, le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore. Il momento di serraggio M per tali unioni è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,2} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{m} \cdot f_{t,k} \quad [4.2.65]$$

dove: d è il diametro nominale della vite, A_m è l'area resistente della vite e $f_{t,k}$ è la resistenza a rottura del materiale della vite.

Il valore del fattore k è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le tre classi funzionali specificate nella seguente Tabella 4.2.XV.

Tabella 4.2.XV - Classi funzionali per i bulloni

K0	Nessun requisito sul fattore k
K1	Campo di variabilità del fattore k, del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio k_m del fattore e suo coefficiente di variazione V_k dichiarati sulla confezione

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Il tema riguardante le unioni bullonate è stato ampliato in aderenza a quanto previsto dagli Eurocodici, con particolare riferimento alle unioni "NON precaricate" o "precaricate".

Si riportano alcuni passi più significativi delle novità introdotte, invitando a prendere visione con attenzione.

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

11.3.4.6 BULLONI E CHIODI

11.3.4.6.1 Bulloni "non a serraggio controllato"

Agli assiemi Vite/Dado/Rondelle impiegati nelle giunzioni "non precaricate" si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 15048-1.

In alternativa anche gli assiemi ad alta resistenza conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1 sono idonei per l'uso in giunzioni non precaricate.

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIII.a.

Tab. 11.3.XIII.a

Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento
Classe di resistenza UNI EN ISO 898-1:2013	Classe di resistenza UNI EN ISO 898-2:2012	Durezza	
4.6	4; 5; 6 oppure 8	100 HV min.	UNI EN 15048-1
4.8			
5.6			
5.8	5; 6 oppure 8	100 HV min oppure 300 HV min.	
6.8	6 oppure 8		
8.8	8 oppure 10		
10.9	10 oppure 12		

Le tensioni di smernamento f_s e di rottura f_b delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente Tab. 11.3.XIII.a sono riportate nella seguente Tab. 11.3.XIII.b:

Tab. 11.3.XIII.b

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_s (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_b (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Queste sono le specifiche (cap. 11 dei materiali) per i bulloni NON precaricati.

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

UNIONI CON BULLONI (CAPITOLO 11) BULLONI PRECARICATI

11.3.4.6.2 Bulloni "a serraggio controllato"

Agli assiami Vite/Dado/Rondella impiegati nelle giunzioni 'Precaricate' si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1.

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIV.

Tab. 11.3.XIV

Sistema	Viti		Dadi		Rondelle	
	Classe di resistenza	Riferimento	Classe di resistenza	Riferimento	Durezza	Riferimento
HR	8.8	UNI EN 14399-1	8	UNI EN 14399-3	300-370 HV	UNI EN 14399 parti 5 e 6
	10.9	UNI EN 14399-3	10	UNI EN 14399-3		
HV	10.9	UNI EN 14399-4	10	UNI EN 14399-4		

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Queste sono le specifiche (cap. 11 dei materiali) per i bulloni precaricati.

CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

Nel paragrafo 4.3, *Costruzioni composte acciaio-calcestruzzo*, sono state effettuate principalmente alcune modifiche editoriali di figure, espressioni e simboli; nel 4.3.4.2.1 sono stati meglio specificati i richiami alle costruzioni in acciaio ed al particolare alla larghezza collaborante per calcolare la resistenza a flessione; sono stati inoltre apportati chiarimenti in merito ai limiti di applicabilità delle indicazioni normative per le colonne composte, nonché riguardo all' utilizzo del "metodo n" per le verifiche delle tensioni; è stato altresì precisato quando considerare l'eventuale influenza di viscosità, fessurazione, temperatura, fasi costruttive, deformazioni; è stato chiarito che la norma fornisce indicazioni generali su come affrontare il progetto della connessione tra parte in acciaio e in calcestruzzo, ma che le regole di dettaglio sono fornite solo per i connettori duttili e sono state semplificate le indicazioni per il calcolo della resistenza a flessione con metodo plastico ed elastico-plastico. Infine, al par. 4.3.5.3.1 *Resistenza della sezione per tensioni normali*, è stato introdotto e descritto un modello di confinamento, precisando altresì che è possibile fare riferimento a vari modelli di confinamento presenti nelle normative e nella documentazione tecni-co/scientifica di comprovata validità.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.3.4.3 SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

omissis

Il concetto di connessione a completo o parziale ripristino si applica solo a travi nelle quali la verifica di resistenza delle sezioni critiche è effettuata con il metodo plastico. Un sistema di connessione si definisce a completo ripristino quando un incremento di resistenza della connessione non produce un incremento di capacità portante della trave. In caso contrario la connessione viene definita a parziale ripristino.

Il grado di connessione η è inteso, perciò, come il rapporto tra il numero effettivo di connettori a taglio presenti, N , e il numero di connettori che assicurano il completo sviluppo del momento resistente plastico della sezione composta, N_c .

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Nell'ambito delle costruzioni composte acciaio-calcestruzzo è stata introdotta una precisazione riguardante le connessioni a "completo" o "parziale" ripristino. Più in generale osserviamo che l'intero capitolo è stato uniformato a quanto riscontrabile nell'Eurocodice 4.

CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

4.3.4.3.1.1 Disposizione e limitazioni

I connettori a piolo devono essere duttili per consentire l'adozione di un metodo di calcolo plastico della connessione e per applicare il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave.

Tale requisito di duttilità della connessione si ritiene soddisfatto se essi hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6 mm, ma tale valore deve essere convalidato da apposite prove o comunque certificato dal produttore dei pioli. In alternativa, il comportamento dei pioli può essere assunto come "duttile" sull'intera luce di una trave d'impalcato se:

- i pioli hanno una altezza minima dopo la saldatura pari a 76 mm ed un diametro pari a 19 mm;
- la sezione in acciaio ad I o H è laminata a caldo;
- quando, nel caso si utilizzino lamiera grecate per il solaio, queste siano continue sulla trave;
- in ogni greca sia disposto un unico piolo;
- la lamiera grecata soddisfi le limitazioni $h_b h_p \geq 2 + h_p \leq 60$ mm (vedi Figure 4.3.4.a e 4.3.4.b);
- la forza agente in soletta sia calcolata utilizzando il metodo per il calcolo del momento plastico.

In ogni caso il grado di connessione η , definito al § 4.3.4.3, deve soddisfare le seguenti limitazioni

$$\eta \geq \max \left\{ \left[1 - \left(\frac{355}{f_{yk}} \right) \cdot (1,0 - 0,04 \cdot L_p) \right]; 0,4 \right\} \text{ per } L_p \leq 25m \quad [4.3.7]$$

$$\eta \geq 1 \text{ per } L_p > 25m$$

dove con L_p si è indicata la distanza, in metri, tra i punti di momento nullo nella parte di trave soggetta a momento positivo.

Alternativamente possono essere considerati come "duttili" i pioli aventi altezza non inferiore a 4 volte il loro diametro, un diametro compreso tra 16 mm e 25 mm, saldati su un profilo a piattabande uguali, ed un grado di connessione che rispetta le seguenti limitazioni:

$$\eta \geq \max \left\{ \left[1 - \left(\frac{355}{f_{yk}} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_p) \right]; 0,4 \right\} \text{ per } L_p \leq 25m \quad [4.3.8]$$

$$\eta \geq 1 \text{ per } L_p > 25m$$

Per una casistica più generale, si rimanda a normative di comprovata validità.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Ad esempio è stato introdotto un nuovo paragrafo sulle modalità realizzative della connessione acciaio – calcestruzzo e sul grado minimo di connessione.

CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.3.5.3 RESISTENZA DELLE SEZIONI

4.3.5.3.1 Resistenza della sezione per tensioni normali

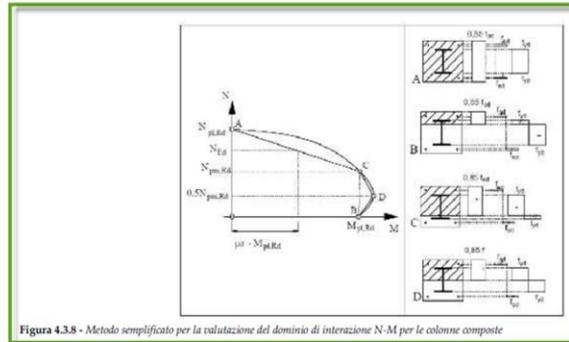


Figura 4.3.8 - Metodo semplificato per la valutazione del dominio di interazione N-M per le colonne composte

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Analogamente l'argomento della resistenza a pressoflessione della sezione composta è stato ampliato.

Ad esempio viene riportato un metodo semplificato per la determinazione del dominio di resistenza, che trova spazio da sempre nell'Eurocodice 4.

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

Nel paragrafo 4.4, *Costruzioni in legno*, le principali modifiche rispetto al testo delle NTC 2008 sono le seguenti:

Legno massiccio a sezione rettangolare:

- sono state revisionate le norme relative alla classificazione a vista secondo la resistenza, in accordo con le disposizioni dell'Appendice A della UNI EN 14081;
- sono stati rielaborati i valori caratteristici delle varie specie;
- sono stati applicati metodi di classificazione a vista esclusivamente per elementi sollecitati di bordo, con obbligo di classificazione a macchina (in assenza di specifiche prove) per elementi sollecitati di piatto (UNI EN 1912: 2012).

Legno lamellare:

- sono state ridefinite le classi di resistenza ed introdotte delle classi a trazione (*T-classes*), per le tavole componenti il legno lamellare;
- è stato precisato che altri assortimenti giuntati, quali i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, seguono le stesse regole di controllo della produzione in fabbrica disposte dalla UNI EN 14080;
- si è introdotto l'obbligo di classificazione a macchina delle singole tavole aventi classe di resistenza superiore a C30;
- per tutti gli elementi giuntati è stato introdotto l'obbligo di certificazione di sistema secondo la UNI EN ISO 9001;
- sono stati introdotti, per quegli elementi non coperti da rispettiva norma armonizzata, i criteri di conformità definiti nelle "*Linee Guida per la certificazione dell'idoneità tecnica all'impiego di materiali e prodotti innovativi in legno per uso strutturale*" recentemente approvate dal Consiglio Superiore a seguito del Voto n. 144 del 13.05.2012.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Qui le principali modifiche rispetto alla versione 2008 sulle costruzioni in legno.

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

4.4.4. CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di progetto devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.1.

Tab. 4.4.1 - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	-

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo s_s , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito per altitudini di riferimento a_s inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini a_s superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;
- l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea;

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Sono state precisate le modalità di assegnazione del sovraccarico da neve e da vento.

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

Il coefficiente γ_M è valutato secondo la colonna A della tabella 4.4.III. Si possono assumere i valori riportati nella colonna B della stessa tabella, per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.7.

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

Tabella 4.4.III Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali (NTC 2008)

Stati limite ultimi	γ_M
combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
combinazioni eccezionali	1,00

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



La tabella che specifica i coefficienti parziali γ_M è stata ampliata, introducendo anche valori meno severi applicabili per attività produttive che rispettano specificati requisiti di controllo della produzione.

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

Tab. 4.4.IV - Valori di k_{mod} Per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico					
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio Legno lamellare incollato (*) LVL	UNI EN 14083-1 UNI EN 14080 UNI EN 14374, UNI EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compositato	UNI EN 636:2013	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90	
Pannello di particelle (tracciate)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HbLLA, HbHLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HbHLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		MbHLA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MbHLA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80	
Pannello di fibre di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDFLA, MDFHLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDFHLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Qualche piccolo aggiornamento ai valori in questa tabella.

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

4.4.7. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La freccia (valore dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento) netta di un elemento inflesso è data dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia (qualora presente).

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione di carico rara, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/300$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia finale, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/200$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Per il calcolo della freccia finale si potrà fare utile riferimento ai documenti di comprovata validità cui al capitolo 12.

I limiti indicati per la freccia costituiscono solo requisiti minimi indicativi. Limitazioni più severe possono rivelarsi necessarie in casi particolari, ad esempio in relazione ad elementi portati non facenti parte della struttura. In generale, nel caso di impalcati, si raccomanda la verifica della compatibilità della deformazione con la destinazione d'uso.

Tab. 4.4.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio*	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2013	0,80	-	-
		0,80	1,00	-
		0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
		Parte 4	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 5	2,25	3,00
		Parte 6	1,50	-

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Vengono esplicitati i limiti sulla deformabilità in analogia con quanto fatto per altri materiali. Nella determinazione della deformabilità entra in gioco il coefficiente k_{def} la cui tabella è qui riportata solo in parte

CAPITOLO 4.5 – COSTRUZIONI IN MURATURA

Con riferimento al paragrafo 4.5, *Costruzioni in muratura*, si rileva che, oltre ad aver reso più chiara l'interpretazione del testo normativo, sono state apportate essenzialmente le seguenti modifiche al testo delle NTC 2008, sulla base di quanto previsto negli Eurocodici e ampliamente sostenuto da ricerche e indagini sperimentali condotte su materiali prodotti in Italia:

- è stata considerata, fra i sistemi costruttivi, la muratura confinata, progettata con riferimento a quanto indicato nelle norme della serie UNI EN 1996 e UNI EN 1998 (Eurocodici 6 ed 8) con le relative Appendici nazionali;
- al § 4.5.2.2 *Elementi resistenti in muratura*, sono stati introdotti spessori minimi dei setti dei blocchi forati, ai fini del controllo dei meccanismi di rottura;
- al § 4.5.6.4 *Verifiche semplificate*, le regole costruttive sono state integrate con la prescrizione di percentuali minime di area resistente di muratura portante nelle due direzioni principali dell'edificio, caratteristica molto importante e non garantita dal controllo tensionale; è stato altresì modificato il titolo del paragrafo, che nelle NTC 2008 era intitolato impropriamente "*Verifica alle tensioni ammissibili*": si tratta del paragrafo riguardante gli edifici semplici, per i quali si effettua un controllo di tipo tensionale che non è riconducibile ad una verifica "*alle tensioni ammissibili*". Per quanto concerne il § 4.5.1 "*Costruzioni in muratura*" l'Assemblea ha concordato con l'opportunità di inserire in tale paragrafo, come proposto dalla Commissione Relatrice, l'avvertenza che, qualora vengano utilizzate tipologie murarie o materiali diversi da quelli esplicitamente richiamati nel testo, devono essere applicate le procedure di cui ai paragrafi 4.6 e 11.1 delle norme stesse;
- al § 4.5.2.3 *Murature*, rispetto al corrispondente testo delle NTC 2008 è stato aggiunto il seguente periodo: "*L'uso di giunti di malta sottili (spessore compreso tra 0,5 mm e 3 mm) e/o di giunti verticali a secco va limitato ad edifici con numero di piani fuori terra non superiore a quanto specificato al § 7.8.1.2 ed altezza interpiano massima di 3,5 m.*"

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Qui sono elencate le differenze riguardanti le costruzioni in muratura.

CAPITOLO 4.5 – COSTRUZIONI IN MURATURA

Tab. 4.5.Ib - Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Sempipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Lo spessore minimo dei setti interni (distanza minima tra due fori) è il seguente:

elementi in laterizio e di silicato di calcio: 7 mm;
elementi in calcestruzzo: 18 mm;

Spessore minimo dei setti esterni (distanza minima dal bordo esterno al foro più vicino al netto dell'eventuale rigatura) è il seguente:

elementi in laterizio e di silicato di calcio: 10 mm;
elementi in calcestruzzo: 18 mm;

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Per le costruzioni in muratura sono stati indicati gli spessori minimi dei componenti i blocchi forati.

CAPITOLO 4.5 – COSTRUZIONI IN MURATURA

4.5.6.4 VERIFICHE SEMPLIFICATE

Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al § 4.5.6.1, ponendo il coefficiente $\gamma_M = 4,2$ ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- a) le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- b) nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 metri;
- c) il numero di piani in muratura non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- d) la planimetria dell'edificio sia inscritta in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- e) la snellezza della muratura, secondo l'espressione [4.5.1], non sia in nessun caso superiore a 12;
- f) il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m².
- g) devono essere rispettate le percentuali minime, calcolate coperta rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, di sezione resistente delle pareti, calcolate nelle due direzioni ortogonali, specificate in Tab. 7.8.II.

La verifica si intende soddisfatta se risulta:

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M \quad [4.5.12]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$) della combinazione caratteristica e A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stato posto rimedio a un difetto delle NTC 2008 che denominavano impropriamente questo paragrafo "Verifiche alle tensioni ammissibili". Inoltre è stata introdotta una nuova prescrizione, che rimanda alle norme sismiche per gli edifici in muratura e che prevede il rispetto di percentuali minime di sezione resistente in entrambe le direzioni principali del fabbricato.

CAPITOLO 4.6 – ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

4.6. ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche, la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata, ai sensi dell'articolo 52, comma 2, del D.P.R. 380/01, dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio e previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

Si intendono per "sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche" quelli per cui le regole di progettazione ed esecuzione non siano previste nelle presenti norme tecniche o nei riferimenti tecnici e nei documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme tecniche.

In ogni caso, i materiali o prodotti strutturali utilizzati nel sistema costruttivo devono essere conformi ai requisiti di cui al Capitolo 11.

Per singoli casi specifici le amministrazioni territorialmente competenti alla verifica dell'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni ai sensi del DPR 380/2001 o le amministrazioni committenti possono avvalersi dell'attività consultiva, ai sensi dell'articolo 2, comma 1, lettera b), del D.P.R. 204/2006, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che si esprime previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

CAPITOLO 12.

RIFERIMENTI TECNICI

Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a 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 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul documento stesso;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.), previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sui documenti stessi.

Per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Istituto Italiano

E' stato parzialmente rivisto questo paragrafo che si riferisce a sistemi costruttivi non trattati esplicitamente nelle norme tecniche. Il paragrafo va letto in collegamento con il capitolo 12 ed insieme, sostanzialmente, ribadiscono alcuni principi già presenti nelle NTC 2008.

CAPITOLO 5 – PONTI

5.1.2.3 Compatibilità idraulica

5.1.3. AZIONI SUI PONTI STRADALI

5.1.3.4 Categorie Stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle due seguenti categorie:
ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).

L'accesso ai ponti pedonali di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi, per geometria e carichi-asse, dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

5.2. PONTI FERROVIARI

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strada Italiana

In questa immagine richiamiamo le novità più significative, invitando eventualmente a consultare i paragrafi indicati

- Va consultato il paragrafo 5.1.2.3 perché introduce elementi di novità rispetto alla versione NTC 2008.
Sono stati, ad esempio, eliminati i ponti di seconda categoria ed aggiornati i valori di alcune azioni e di determinati coefficienti di sicurezza.
- Per i ponti ferroviari sono stati introdotti degli elementi di novità e il parziale aggiornamento che riguardano le azioni eccezionali, i coefficienti di combinazione di alcune azioni e dei coefficienti di sicurezza.

CAPITOLO 6 – GEOTECNICA

6.2.2. **INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**

6.4.2. **FONDAZIONI SUPERFICIALI**

6.4.2.1. **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_s non deve essere portato in conto.

NTC 2016

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

NTC 2008

LE NOVITA' DELLE NTC 2016




Il par. 6.2.2 è stato sostanzialmente riscritto.

Si evidenzia che è stata riconfermata la responsabilità del progettista per quanto le indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Nel paragrafo dedicato alle fondazioni superficiali sono stati modificati i criteri con cui effettuare le verifiche.

Ad esempio per le fondazioni superficiali, ai fini della stabilità globale, si continua ad usare la Combinazione 2 dell'Approccio 1, mentre per le altre verifiche va adottato esclusivamente l'Approccio 2.

CAPITOLO 6 – GEOTECNICA

STABILITÀ DEI PENDII	TUTTE LE VERIFICHE	
	DA1	A1-M1+R1 A2-M2+R2
FONDAZIONI SUPERFICIALI	STABILITÀ GLOBALE	ALTRE VERIFICHE
	DA1	DA2
	A2-M2+R2	A1-M1+R3
FONDAZIONI SU PALI	STABILITÀ GLOBALE	ALTRE VERIFICHE (azioni verticali e trasversali)
	DA1	DA2
	A2-M2+R2	A1-M1+R3
MURI DI SOSTEGNO	STABILITÀ GLOBALE	ALTRE VERIFICHE (azioni verticali e trasversali)
	DA1	DA2
	A2-M2+R2	A1-M1+R3
PARATE	STABILITÀ GLOBALE	ALTRE VERIFICHE
	DA1	DA1
	A1-M1+R1	A1-M1+R1 A1-M1+R1 (R1>1.0)
TIRANTI DI ANCORAGGIO	TUTTE LE VERIFICHE	
	DA2	A1-M1+R3
OPERE IN SOTTERRANEO	TUTTE LE VERIFICHE	
	DA1	A1-M1+R1 A2-M2+R2 (R1-R2>1.0)

Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi, esclusi EQU, UPL e HYD

LE NOVITÀ DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Se si esamina i vari tipi di fondazione, si riscontrano altre modifiche simili: questo prospetto riassume le nuove modalità di verifica proposte per le varie opere di fondazione.

CAPITOLO 6 – GEOTECNICA



6.3.	STABILITÀ DEI PENDII NATURALI
6.5.	OPERE DI SOSTEGNO
<u>6.5.2.2</u>	<u>MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO</u>
6.6.	TIRANTI DI ANCORAGGIO
<u>6.6.1.</u>	<u>CRITERI DI PROGETTO</u>
6.7.	OPERE IN SOTTERRANEO
<u>6.7.5.</u>	<u>ANALISI PROGETTUALI E VERIFICHE DI SICUREZZA</u>

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Segnaliamo la revisione sostanziale di questi paragrafi, invitando quindi al relativo esame.

SISMICA – CAPITOLI 3 e 7

3.2.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Tab. 3.2.11 – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Nella descrizione delle categorie principali del sottosuolo non si fa più riferimento alla resistenza penetrometrica dinamica equivalente indicata nelle NTC 2008 con il termine $N_{SPT,30}$

SISMICA – CAPITOLI 3 e 7

3.2.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

In tutto il testo sono (ovviamente) scomparse le zone sismiche (in particolare la zona 4), sostituite, dove necessario dalla dichiarazione di un'azione sismica limite ($a_g \bullet S$ oppure solo a_g). In questa immagine un primo esempio.

SISMICA – CAPITOLI 3 e 7

3.2.3.4 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{v_p} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarigidità, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{v_p} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali) η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.I).

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Il fattore di struttura q si utilizza anche per lo SLD (ma NON per l'SLO); ragionevolmente non dovrebbe comportare conseguenze significative sui risultati di pertinenza (deformazioni relative)

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Capitolo 7 - Progettazione per azioni sismiche

La revisione del Capitolo 7 ha riguardato sia gli aspetti generali della progettazione e verifica delle costruzioni in zona sismica, sia quelli più specifici di alcuni titoli strutturali.

Il Capitolo in questione è stato reso più aderente all'Eurocodice 8; contestualmente è stata migliorata la struttura del testo, facilitata la lettura e migliorata la forma espositiva.

Fra le principali modifiche introdotte si evidenzia, in particolare, quanto segue.

All'interno del Capitolo scompare, in generale, il richiamo alle zone sismiche, ancora residuale nel testo delle NTC 2008 e viene invece introdotto un sistematico riferimento all'accelerazione sismica

$a_g \cdot S$: vengono inoltre inserite delle indicazioni "semplificate" per le costruzioni con $a_g \cdot S \leq 0,075 \text{ g}$.

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerarsi aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Capitoli 4, 5 e 6; si deve inoltre far sempre riferimento a quanto indicato nel Capitolo 2, per la valutazione della sicurezza, e nel Capitolo 3, per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV, da $a_g \cdot S \leq 0,075 \text{ g}$ possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo $F_h = 0,10 W \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.32;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello SLV;
- si utilizza in generale una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti μ di cui alla Tab. 7.2.1;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidità e resistenza di cui al § 7.2.2.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Iniziando a trattare il capitolo 7 segnaliamo che è stato riscritto in modo da indicare, già nei paragrafi generali, iniziali, definizioni e parametri di interesse generale, anche se, talora, specifici di una certa tecnica costruttiva; ci riferiamo ad esempio ai fattori di struttura q , ai coefficienti γ etc), che sono stati trasferiti qui togliendoli dai paragrafi dedicati (calcestruzzo, acciaio..) in cui erano stati inseriti nella versione 2008.

Trattando la premessa che viene qui presentata si osserva:

- in questo (e in altri paragrafi) si introduce il concetto di "fondazione o struttura scatolare rigida" di base.
- Il riferimento alla zona 4 proprio delle NTC 2008 viene sostituito con un confronto del valore di $a_g \cdot S$ che deve essere NON superiore a 0.075 g
- In questo contesto (ex zona 4) si introduce già esplicitamente il criterio di progettazione "dissipativa" e "NON dissipativa", più ampiamente ripresa nei paragrafi successivi.

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Al § 7.1, *Requisiti nei confronti degli stati limite*, sono state introdotte le definizioni di “capacità” e “domanda” (in termini di *rigidezza, resistenza e duttilità*); in tal modo si è inteso introdurre nelle NTC il concetto di “progettazione in capacità”, che si sta diffondendo non soltanto nell’ambito scientifico, ma anche a livello professionale-operativo. Al riguardo si evidenzia che tale concetto, in linea anche con gli Eurocodici, andrà altresì inserito nella nuova Circolare applicativa delle NTC.

Al §7.2.1, *Caratteristiche generali delle costruzioni*, le modifiche introdotte allineano il testo normativo all’Eurocodice 8; inoltre è stata inserita la definizione di “*struttura scatolare rigida*” e sono state rese più chiare e maggiormente articolate le disposizioni relative alla distanza minima tra costruzioni contigue. E’ stata altresì modificata la concezione della norma relativa all’altezza massima dei nuovi edifici, introducendo il concetto che “*L’altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione della loro capacità in rigidezza, resistenza e duttilità, in aggiunta ai limiti imposti dalle normative urbanistiche locali.*”

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Aspetti generali presenti all’inizio del capitolo 7, fra cui la definizione di capacità e domanda, le strutture scatolari rigide e concetti sulle altezze massime degli edifici.

7.2.2 – CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Al §7.2.2, *Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali*, le modifiche apportate chiariscono il concetto di comportamento "dissipativo" e "non dissipativo" delle costruzioni; è stato inoltre inserito il concetto di "progettazione in capacità", più generale ed estensivo del termine "gerarchia delle resistenze", in esso ricompreso, già introdotto nel testo delle NTC 2008. Inoltre, nella Tabella 7.2.1, per ogni tipologia strutturale e relativi elementi strutturali e per le singole verifiche, sono stati raggruppati e dettagliatamente riportati i *fattori di sovreresistenza* γ_{Rd} da utilizzare nella progettazione in capacità, che nelle NTC 2008 erano citati ciascuno in un diverso paragrafo. L'inserimento di tali coefficienti in un'unica tabella sinottica risulta particolarmente utile a mostrare all'utilizzatore delle norme il quadro di insieme dei *fattori di sovreresistenza* attribuibili alle varie tipologie ed elementi strutturali per le diverse prestazioni richieste.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Qui sono commentati i concetti di comportamento di comportamento dissipativo e non dissipativo.

7.2.2 – CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

COMPORTEMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) comportamento strutturale non dissipativo,

oppure

b) comportamento strutturale dissipativo,

Per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD'A'), a elevata capacità dissipativa, oppure;
- Classe di Duttività Media (CD'B'), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

In questo paragrafo vengono definite proprietà dei sistemi e trattati argomenti che nelle NTC 2008 erano già presenti, ma che vengono ora puntualizzati e focalizzati più attentamente.

A proposito delle strutture non dissipative evidenziamo che in questo paragrafo è presente un richiamo ad un comportamento «sostanzialmente elastico» dei loro componenti

In due immagini evidenziamo gli aspetti principali, ma l'intero paragrafo va esaminato con attenzione.

7.2.2 – CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ E FATTORI DI SOVRARESISTENZA

Sia per la CD'A" sia per la CD'B", s'impiegano i procedimenti tipici della progettazione in capacità. Nelle sole costruzioni di muratura, essi s'impiegano dove esplicitamente specificato.

Questa progettazione ha lo scopo di assicurare alla struttura dissipativa un comportamento duttile ed opera come segue:

- distingue gli elementi e i meccanismi, sia locali sia globali, in duttili e fragili;
- mira ad evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili o instabili;
- mira a localizzare le dissipazioni di energia per istessi in zone degli elementi duttili a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "duttili", coerenti con lo schema strutturale adottato.

Tali fini possono ritenersi conseguiti progettando la capacità in resistenza allo SLV degli elementi/meccanismi fragili, locali e globali, in modo che sia maggiore di quella degli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi. Per assicurare il rispetto di tale disequaglianza, a livello sia locale sia globale, l'effettiva capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili è incrementata mediante un opportuno coefficiente γ_{sa} , detto "fattore di sovrarresistenza"; a partire da tale capacità maggiorata si dimensiona la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati, alternativi ai duttili.

Per ogni tipologia strutturale:

- occorre assicurare, anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovrarresistenza γ_{sa} da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale, un adeguato fattore di sovrarresistenza γ_{sa} dei meccanismi globali fragili. Ove non esplicitamente specificato nella presente norma, tale fattore deve essere almeno pari a 1,25;
- i fattori di sovrarresistenza γ_{sa} da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale per i diversi elementi strutturali e le singole verifiche, sono riassunti nella tabella seguente:

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



In questo paragrafo vengono definite proprietà dei sistemi e trattati argomenti che nelle NTC 2008 erano già presenti, ma che vengono ora puntualizzati e focalizzati più attentamente.

In due pagine ne evidenziamo i principali, ma l'intero paragrafo va esaminato con attenzione.

7.2.2 – FATTORI DI SOVRARESISTENZA γ_{Rd}

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovreresistenza γ_{Rd} (tra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD°A°	CD°B°
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{Rd} definito al § 7.5.1			
Composta acciaio-calcestruzzo	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{Rd} definito al § 7.5.1			
Legno	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovreresistenza definiti al § 7.9.5			

Intervento: La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere valutata non superiore alla "pre-esistente" domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo. Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere dimensionati (progettati) sulla base della domanda ad essa trasmessa dalla struttura sovrastante (cfr. nota § 7.2.5) ed essere strutturati loro comportamento strutturale non dissipativo.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

In questa è riportata una sintesi dei fattori di sovreresistenza γ_{Rd} per varie tipologie costruttive.

Da segnalare la prima osservazione in calce che tende a contenere gli effetti dell'applicazione della gerarchia delle resistenze.

La seconda osservazione dichiara l'obbligo del dimensionamento delle strutture di fondazione in campo non dissipativo

7.2.3 – ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

Al § 7.2.3, *Criteri di progettazione di elementi strutturali "secondari" ed elementi non strutturali*, sono stati maggiormente chiariti, rispetto al testo delle NTC 2008, i seguenti aspetti:

- *Elementi secondari*: per gli elementi secondari ed i loro collegamenti è stato precisato che essi devono essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando sono soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC stato limite di collasso*;
- *Elementi costruttivi non strutturali*: sono stati chiariti i compiti delle varie figure coinvolte (progettista, direttore lavori e fornitore (installatore) per ciò che concerne la progettazione e l'installazione antisismica degli elementi costruttivi non strutturali.

In merito ai contenuti del suddetto § 7.2.3, in particolare riguardo alla valutazione della domanda sismica sugli elementi non strutturali, l'Assemblea ha ritenuto opportuno che tale problematica venga ulteriormente trattata nella nuova Circolare esplicativa delle NTC, nella quale dovrebbe essere inserita anche una Tabella esplicativa relativa agli *elementi costruttivi non strutturali*.

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati "secondari"; nell'analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC*, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

**SAIE**
BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

**ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Anticipiamo che il tema degli elementi secondari è stato oggetto di una significativa revisione e pertanto presenteremo uno specifico commento riassuntivo in una parte successiva della presentazione.

ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni utili per la progettazione e l'installazione antisismica degli impianti, intesi come insieme di: impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale. A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l'installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.

La capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). È compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Questi due paragrafi della norma, riguardanti gli elementi NON strutturali e gli impianti, contengono anche obblighi alquanto "originali", perché prevedono responsabilità di Progettista e Direttore dei lavori in una fase in cui il loro compito spesso si è già esaurito (anche considerato che la relazione a strutture ultimate deve essere presentata entro 60 gg. dalla fine dei lavori STRUTTURALI e il collaudo depositato entro i 60 gg successivi)

7.2.3 – ELEMENTI NON STRUTTURALI

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali **non appositamente progettati come collaboranti** (quali tamponature e tramezze) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidità e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

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

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

$$S_a = \alpha \cdot S \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a / T_c)^2} \right]^{-0,5} \quad (7.2.2)$$

Tabella 7.2.1 – Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_a
Parapeti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Cantoniere, portone e verbasio su supporti funzionali come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	2,0
Parati interni ed esterni	
Tramezzature e facciate	2,0
Cantoniere, portone e verbasio su supporti funzionali come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per attimi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e copre illuminanti	

NTC 2008

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Segnaliamo anche che comunque restano validi le usuali modalità di modellazione per gli elementi non strutturali, descritti nel paragrafo “Modellazione della struttura”.

Da segnalare che per quanto riguarda gli elementi non strutturali è stata confermato l'uso dell'espressione già nota 7.2.1 (NTC 2008), ma è scomparso il riferimento alla determinazione di S_a e q_a per le quali, ora, si rimanda a documenti di comprovata validità. Per memoria riportiamo qui le espressioni della NTC 2008 in questione.

Segnaliamo però che l'espressione in questione viene richiamata all'interno del capitolo che riguarda le opere in muratura

7.2.5 – REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

FONDAZIONI SU PALI

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci diametri; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidità molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;
- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

omissis

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono stati precisati in modo più circostanziato ed organico alcuni principi e dettagli costruttivi riguardanti la progettazione di platee e, in particolare, di pali. Nell'immagine sono riportate solo alcune delle indicazioni riguardanti i pali, che invitiamo a leggere per esteso

7.2.5 – REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE-FONDAZIONI

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0.2 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0.3 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0.4 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0.6 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_G) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo SLC su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza $\leq 1,00$ m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



In questo paragrafo evidenziamo principalmente 2 novità.

In particolare segnaliamo che nell'ultimo capoverso si fa riferimento all'estradosso anziché all'intradosso delle fondazioni (come avveniva invece nelle NTC 2008), ma potrebbe anche trattarsi di una questione terminologica e che nella sostanza l'indicazione costruttiva rimanga la medesima.

7.2.5 – CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

omissis

Nel rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Viene mantenuto il suggerimento di considerare l'effetto della fessurazione nell'analisi della struttura.

7.2.5 – CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate sia attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia attraverso storie temporali del moto del terreno, opportunamente selezionate.

La domanda sismica può essere valutata considerando gli effetti di interazione terreno-struttura di tipo sia inerziale sia cinematico, nonché definendo l'input sismico di progetto tramite analisi di risposta sismica locale. Per le relative procedure dovranno essere utilizzati metodi e modelli di comprovata validità.

Non è ammesso l'uso di storie temporali del moto del suolo artificiali o con componenti artificiali per le analisi di risposta sismica locale e per analisi di interazione terreno struttura che prevedano legami costitutivi isteretici per la modellazione del sottosuolo, coerentemente con le indicazioni del § 3.2.3.6.

In quanto alla domanda sismica ed alla risposta strutturale valgono le seguenti limitazioni:

- a) I valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti dell'azione sismica di progetto, valutato assumendo il 5 % di smorzamento ed ottenuto tramite analisi di risposta sismica locale e/o di interazione terreno struttura, devono essere almeno pari al 70 % di quelli del corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione per sottosuolo di tipo A, come definito al § 3.2.3.2.
- b) Ove si effettuino analisi di interazione terreno struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A, come definito al § 3.2.3.2.

È possibile considerare la deformabilità del complesso fondazione-terreno e la sua capacità dissipativa, utilizzando ad esempio vincoli viscoelastici caratterizzati da un'opportuna impedenza dinamica. In tal caso, è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo nel terreno.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Per quanto riguarda questo paragrafo segnaliamo in particolari delle condizioni che riguardano

- **applicazione della risposta sismica locale**
- **complesse modellazioni con interazione terreno-struttura**

7.3 – METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Tab. 7.3.1 – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Viene esplicitamente considerato il caso non dissipativo, come ulteriormente trattato in seguito.

Anticipiamo che per il caso non dissipativo vengono introdotti criteri per la determinazione del fattore di struttura che comunemente assume il valore 1.5, anziché 1 come nel passato (ma richiede il dimensionamento della struttura in campo sostanzialmente elastico)

Viene introdotto il fattore di struttura anche per l'analisi SLD. Il valore del fattore q di struttura viene praticamente sterilizzato nel calcolo delle deformazioni che vengono elaborate con lo stesso q

7.3.1 – ANALISI LINEARE

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD“A”	CD“B”
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_d / \alpha_1$	$3,0 \alpha_d / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_d / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_d / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_d / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_d / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_d / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Vengono presentati i fattori di struttura in un quadro complessivo. La pagina in esame riporta i valori per le opere in cemento armato, anche prefabbricate, le strutture prefabbricate le costruzioni in acciaio e quelle composte acciaio calcestruzzo

Per le ordinarie opere in c.a. è stata introdotta una nuova tipologia: strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano.

Per le opere prefabbricate i sistemi a pilastri isostatici delle NTC 2008 sono rinominati e vengono ora chiamati come “Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati”.

7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti	2,5	
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali	1,5	

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Passando all'esame di fattori di struttura per le opere in legno, osserviamo che è stato ampliato l'elenco delle tipologie strutturali, distinguendo anche il caso della CD "A" e CD "B".

7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)	
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 α_u/α_1
Costruzioni di muratura armata	2,5 α_u/α_1
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α_u/α_1
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1

Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono state rivisti (ancora una volta...) i fattori di struttura delle opere in muratura, in particolare riducendo quelli per le costruzioni ordinarie (ridotto di circa il 13%, da 2 a 1.75).

Per i ponti non vengono più presentati gli archi.

7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

- a) Qualora la domanda in resistenza allo *SLV* risulti inferiore a quella allo *SLD*, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo *SLD* invece che allo *SLV*. In tal caso il fattore di comportamento allo *SLV* deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo *SLV* siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo *SLD*.
- b) Il valore di *q* utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo *SLV*, a meno di adeguate analisi giustificative, è *q* = 1,5 per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è *q* = 1.
- c) Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla *CD"B"* (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Segnaliamo, soprattutto, 3 altri elementi di novità meritevoli di attenzione, fra cui quello che introduce il criterio per determinare il fattore di struttura per comportamenti non dissipativi, che può arrivare (comunemente) al valore 1.5 (anziché 1 come previsto da NTC 2008).

7.3.3.2 – ANALISI LINEARE STATICA

Al § 7.3.3.2, *Analisi lineare statica*, la formula inserita nelle NTC 2008 è stata sostituita con una formula conforme all'Eurocodice, che consente una stima più accurata del periodo fondamentale di vibrazione T_1 .

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA
L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.
Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6c]$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi (2.5.7) applicata nella direzione orizzontale.

NTC 2008

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{0.9} \quad (7.3.5)$$

dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0.085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0.050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Nel caso di applicazione di analisi lineare statica viene raccomandata una nuova espressione per la determinazione del periodo principale della costruzione T_1 . La complicazione pratica consiste nel fatto che ora il periodo T_1 è correlato ad uno spostamento che non è noto a priori, come avveniva in precedenza utilizzando l'altezza H della struttura.

Si riporta per memoria la precedente nota espressione, utilizzata anche nelle NTC 2008

7.3.3.2 – ANALISI LINEARE STATICA

NTC 2008

Per gli edifici, se le rigidità laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,8 \frac{x}{L_e} \quad (7.3.7)$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Al § 7.3.3.3, *Valutazione degli spostamenti della struttura*, rispetto al testo del 2008 è stato aggiunto l'ultimo periodo, in cui viene precisato che "Gli spostamenti allo SLC si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,2 gli spostamenti allo SLV."

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Segnaliamo anche che è stato eliminato il passo delle NTC 2008 che forniva un'indicazione per la determinazione, in via approssimata, dell'effetto dell'eccentricità accidentale

Si precisa meglio inoltre come ottenere in maniera semplificati gli spostamento allo SLC.

7.3.4.2 – ANALISI NON LINEARE STATICA

7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare. Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torcioni). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni. Il diagramma F_b-d_c rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:

distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,

distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;

- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3T_c$.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;

c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Al § 7.3.4.2, *Analisi non lineare statica*, sono stati maggiormente precisati i principi da applicare nell'analisi non lineare statica ed i casi in cui va applicata.

Analogamente, al § 7.3.5, sono stati rivisti e precisati i criteri per l'analisi dinamica, lineare e non lineare, con integrazione al passo.

A differenza delle NTC2008 la distribuzione proporzionale alle forze di piano agenti è SEMPRE applicabile, e diventa addirittura obbligatoria se $T > 1,3T_c$. Secondo NTC 2008 era *applicabile* solo se $T > T_c$.

Viene introdotta una nuova distribuzione nel Gruppo 2, la multimodale.

7.3.4.2 – COMPONENTI DELL’AZIONE SISMICA

7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL’AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l’espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L’analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell’azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d’inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell’ultimo livello della costruzione

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Questo paragrafo 7.3.5 delle NTC 2016 può indurre il sospetto che anche per l’analisi NON lineare statica si debba tener conto dell’azione sismica in entrambe le direzioni orizzontali. Nella versione 2016, infatti, è stata eliminata la precisazione 2008 “Se la risposta viene valutata mediante analisi statica non lineare ciascuna delle due componenti orizzontali è applicata separatamente.”

Sembra però una dimenticanza, tanto più che nel paragrafo precedente si legge quanto riportato nel passo sottostante, che appare in linea con le indicazioni del 2008

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE	CU I		CU II			CU III e IV		
	ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)	
SLE	SLO				RIG		FUN	
	SLD	RIG	RIG		RES			
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Al §7.3.6, *Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite*, sono state ridefinite le verifiche degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti, in funzione dello stato limite considerato e della classe d'uso. Le verifiche da eseguire, in termini di rigidezza, resistenza, duttilità, stabilità e funzionamento, sono state sintetizzate nella Tabella 7.3.III.

E' stato formalizzato (e ribadito) il fatto che le verifiche degli elementi strutturali coinvolgono la deformabilità (rigidezza) e la resistenza per i sistemi NON dissipativi; per questi non è necessario applicare «le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità», che sono specificate in questo capitolo 7.

Per i sistemi dissipativi le verifiche includono eventualmente, nei casi in cui è richiesta, la verifica di duttilità e l'applicazione dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (NTC 2008)

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

- A riguardo della duttilità osserviamo che in questo stesso paragrafo è presente uno specifico richiamo al rispetto dei particolari costruttivi, ribadito nel par. 7.3.6.1 (come vedremo).
- Osserviamo inoltre anche che è scomparso l'obbligo delle verifica di resistenza per azioni SLD in caso di Classi d'Uso III e IV (di fatto nelle NTC 2016, però, sussiste un vincolo fra l'entità della domanda SLV e SLD che implicitamente soddisfa questo requisito). Riportiamo nella parte sottostante il passo corrispondente delle NTC 2008.

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

Al § 7.3.6.1, *Elementi strutturali*, per quanto riguarda le *Verifiche di rigidezza*, i limiti massimi accettabili sugli spostamenti di interpiano sono stati rimodulati per le costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria (0,2% h) e per le costruzioni con struttura portante di muratura armata (0,3% h) e sono stati introdotti per i tamponamenti duttili collegati rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (0,75% h) e per le costruzioni con struttura portante di muratura confinata (0,25%h). Inoltre per quanto riguarda le *Verifiche di duttilità*, è stato precisato che la capacità in duttilità della costruzione deve essere pari ad 1.2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV, nel caso si utilizzino modelli lineari, ed alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC, nel caso si utilizzino modelli non lineari.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono state aggiornati e perfezionati i limiti di deformabilità relativa.

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (S1)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_i \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_i \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{sp} per effetto della loro

deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$qd_i \leq d_{sp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_i < 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_i < 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_i < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_i è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non complessivo delle tamponature.

h è l'altezza del piano.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Come si può notare il paragrafo è stato oggetto di un diffuso aggiornamento, che ha anche eliminato un refuso presente nella precedente versione delle nuove NTC.

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spicco dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV , nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC , nel caso si utilizzino modelli non lineari.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Questo paragrafo riguarda le verifiche di duttilità e introduce alcuni principi che vanno letti assieme alle precisazioni contenute in altri paragrafi del capitolo.

Possiamo così riassumere (per gli elementi primari delle strutture a comportamento dissipativo):

- **In generale per soddisfare la verifica di duttilità è sufficiente applicare i dettagli costruttivi precisati nella norma a questo capitolo 7. Ciò non esclude, ovviamente, l'obbligo di applicare le regole della progettazione in capacità (ad esempio: la gerarchia delle resistenze)**
- **Si può derogare dai dettagli costruttivi se si esegue la verifica di duttilità.**
- **Alla base degli elementi verticali è, però, sempre necessario eseguire la verifica di duttilità, “qualora non diversamente specificato” nel testo; si scoprirà, così, ad esempio, che non è necessario eseguirla nel caso di opere in c.a. ordinario, ma è obbligatorio farlo per le strutture prefabbricate.**

7.3.6 – ELEMENTI NON STRUTTURALI

7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_A (v. § 7.2.3) corrispondente allo SL e alla CU considerati.

7.3.6.3 IMPIANTI (IM)

VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO (FUN)

Per tutti gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SL e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo SL e alla CU considerati.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_A definita come segue:

$$F_x = (S_x \cdot W_x) / q_x \quad [7.2.1]$$

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Vengono precisati i controlli da realizzare su Elementi Non strutturali (NS) e Impianti (IM)

La formula richiamata è la solita.

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

7.4.1. GENERALITÀ

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD - **2** contenute nel § 7.4.1.3. Per le strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo si devono applicare anche le regole generali contenute nel § 7.4.5.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo SLV, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo SLC, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6.

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copripiani al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti).

Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidità che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative. **Il rispetto delle presenti norme è volto a garantire tali principi.**

Se tamponature di muratura appositamente progettate come collaboranti costituiscono parte del sistema strutturale resistente al sisma, si raccomanda che la loro progettazione e realizzazione siano eseguite in accordo con documenti di comprovata validità.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

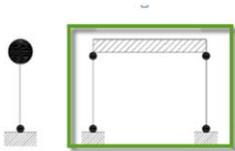


L'esordio del capitolo sulle strutture in calcestruzzo ribadisce che si può adottare il comportamento non dissipativo, ovvero far riferimento alle indicazioni del cap.4, ma adottando (IMPORTANTE) nelle verifiche il momento resistente in campo sostanzialmente elastico, già introdotto in precedenza. Inoltre, per i nodi trave pilastro e per le strutture prefabbricate vanno comunque adottate alcune regole che riguardano le strutture dissipative.

Il passo successivo riguarda il comportamento dissipativo ed include tre opzioni alternative che entrano in gioco se si tiene conto del confinamento. Il confinamento può essere determinante nei casi in cui è obbligatoria la verifica esplicita di duttilità e non è sufficiente fare ricorso all'adozione dei dettagli costruttivi

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

- Al § 7.4.3.1, *Tipologie strutturali*, sono state inserite le *strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano*, che si definiscono come le strutture nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e nei quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;



7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- strutture a telaio,
- strutture a pareti,
- strutture miste telaio-pareti,
- strutture a pendolo inverso,
- strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. In ogni caso, per questo tipo di strutture, la forza assiale non può eccedere il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;
- strutture deformabili torsionalmente.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

E' stata introdotta una nuova tipologia strutturale (strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano).

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

Una struttura a pareti, nei termini sopra definiti, è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_C .

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' cambiata la definizione delle pareti estese debolmente armate che non impone più alcune condizioni geometriche presenti nell'edizione NTC 2008.

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo *S.L.C* nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ sussiste la relazione $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

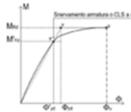


Al § 7.4.4.1.2, Verifiche di duttilità, sono stati inseriti chiarimenti sulla determinazione della domanda e sulla capacità in duttilità, sia locale che globale.

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura $\mu\phi$ può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione espressa dalla relazione seguente:

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd} \quad \text{dove:}$$



ϕ'_{yd} è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco (ϵ_{c2} se si usa il modello parabola-rettangolo oppure ϵ_2 se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

M_{ed} è il momento resistente della sezione allo SLU;

M'_{yd} è il momento corrispondente a ϕ'_{yd} e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

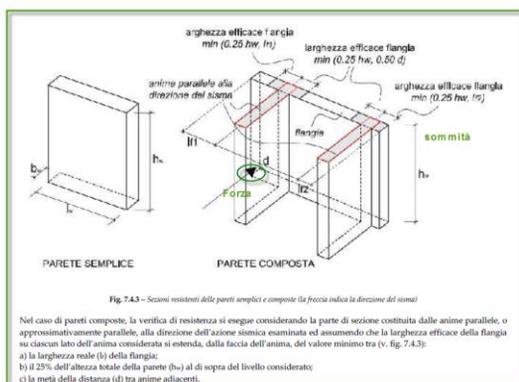
SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

In particolare la capacità in duttilità può essere calcolata come indicato in un passo del capitolo 4, che qui ripresentiamo.

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO: PARETI COMPOSTE

- Al § 7.4.4.5, *Pareti*, le regole di progetto delle pareti in c.a. sono state riviste ed allineate a quelle dell'Eurocodice 8, distinguendo le verifiche in resistenza (flessione, taglio) di cui al § 7.4.4.5.1, dalle verifiche in duttilità, che sono state introdotte al §7.4.4.5.2.



LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stata inserita una figura esplicativa di quanto esposto nell'NTC 2008.
Un'osservazione: ai fini della verifica la larghezza efficace delle flange dipende anche dalla cosiddetta altezza h_w , che varia al variare della sezione esaminata: è massima alla base, è nulla in sommità, come già prevedeva l'EC8, aspetto che certamente, sul lato applicativo, determina, per il progettista, una complicazione non trascurabile.

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

7.4.4.3.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La domanda in duttilità di curvatura nelle zone dissipative delle pareti può essere espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_d ; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a μ_d i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 con il valore di q in queste espressioni ridotto del fattore M_u/M_{u0} , dove M_u è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto e M_{u0} è la resistenza flessionale di progetto.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata, in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_d , come rapporto tra la curvatura ϕ_c cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo ϵ_{cu} dell'acciaio – e la curvatura convenzionale ϕ_s di prima plasticizzazione quale definita nel § 4.1.2.3.4.2.

Nelle sole regioni di estremità della sezione trasversale, dette "elementi di bordo", si può tener conto, nel calcolo della capacità, dell'effetto del confinamento purché congiuntamente all'espulsione dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%); gli elementi di bordo (zone campite di Fig. 7.4.6) si assumono di lunghezza b_e pari alla lunghezza b_w della sezione diminuita dello spessore dei copriferri e di lunghezza l_e pari all'estensione della zona nella quale la deformazione a compressione del calcestruzzo supera $\epsilon_{cu} = 0,35\%$. In ogni caso: $l_e \geq \max(0,15l_w, 1,5b_w)$.

Fig. 7.4.6 – Elementi di bordo di una parete, diagrammi delle corrispondenti curvature, schema esemplificativo della armatura di confinamento

Il valore di ν_s si ricava dalla condizione di equilibrio della sezione nella combinazione di progetto sismica facendo riferimento, per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo ϵ_{cu} , alla quantità di armatura di confinamento effettivamente presente (v. § 4.1.2.1.2.1).

Nel caso si utilizzi la formulazione semplificata indicata al § 7.4.6.2.4 per eseguire la verifica di duttilità, si può porre $l_e \geq \max(0,20 l_w, 1,5 b_w)$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Viene esplicitato il criterio con cui eseguire la verifica di duttilità per le pareti, che può essere implicitamente ottenuto adottando i dettagli costruttivi indicati nello specifico paragrafo delle norme.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in calcestruzzo armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti sia tale da conferire alla struttura stessa le prestazioni assunte, in termini di resistenza, rigidezza e duttilità, nel modello di calcolo.

Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo in presenza di dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

Le prescrizioni di cui al presente § 7.4.5 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Nelle strutture prefabbricate è proibito far affidamento all'attrito per garantire la trasmissione delle forze sismiche (e orizzontali in generale).

Il paragrafo risulta ampliato rispetto al passato in quanto NTC 2008 specificava soltanto che bisogna “conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidezza e duttilità”.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

– Al § 7.4.5.1, per le strutture prefabbricate con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, è stata prescritta la verifica di duttilità nelle zone dissipative, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, precisando che non è consentito il ricorso alla formula [7.4.29] di cui al § 7.4.6.2.2. Al riguardo si ritiene opportuno che nella nuova Circolare applicativa delle NTC vengano fornite ulteriori precisazioni in merito, in particolare riguardo all'opportunità di avere il confinamento all'incirca uguale nelle due direzioni ortogonali;

7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
Si considerano le tipologie di sistemi strutturali già definite al § 7.4.3.1 con, in aggiunta, le seguenti:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati.

I valori massimi di q_0 per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella 7.3.II.

Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di comportamento adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.

Nelle strutture prefabbricate il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone dissipative. In aggiunta, la dissipazione può avvenire attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, purché le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell'azione sismica e si evitino fenomeni d'instabilità. Nella scelta del fattore di comportamento complessivo q possono essere considerate le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio, specialmente nei sistemi a pareti prefabbricate, tenendo conto dei valori di duttilità locali a scorrimento μ_{Δ} .

Nelle strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, la dissipazione di energia avviene unicamente nelle sezioni dei pilastri allo spicco dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1. Per assicurare l'efficacia di tale dissipazione, in tali zone è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. A tal fine, non è consentito il ricorso alla [7.4.29] di cui al § 7.4.6.2.2.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Per la struttura con “pilastri incastrati e orizzontamenti ad esso incernierati” si segnala che la dissipazione avviene unicamente alla base dei pilastri e si sottolinea che la semplice adozione dei particolari costruttivi non è garanzia sufficiente a garantire la duttilità, che va pertanto assoggettata a verifica esplicita. E' opportuno quindi ribadire che a differenza delle opere in c.a. ordinario (come vedremo) per le opere prefabbricate non è consentito applicare, semplicemente, ai fini della verifica, i dettagli costruttivi.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

7.4.5.2 COLLEGAMENTI

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati - e tra questi e le fondazioni - condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche.

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati, strutturali e non, devono essere appositamente progettati per garantire le condizioni di vincolo previste dallo schema strutturale adottato e per possedere capacità di spostamento e di resistenza maggiori delle corrispondenti domande.

I dispositivi meccanici che realizzano tali collegamenti devono essere qualificati secondo le procedure di cui al § 11.8. Per le strutture a pareti l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli realizzati con giunti gettati o saldati deve essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

Per strutture a telaio i collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, e il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un appoggio mobile. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto all'azione sismica.

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo continuo (rigido o elastico). Appoggi mobili sono possibili in corrispondenza di giunti. Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

- Per gli elementi di collegamento va controllato che non diano luogo a dissesti locali sul conglomerato sotto l'applicazione di cicli di carico ripetuti.

In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti si deve tener conto del possibile degrado a seguito delle deformazioni cicliche in campo plastico. Quando necessario, la resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati valutata per carichi non ciclici deve essere opportunamente ridotta per le verifiche sotto azioni sismiche.

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monodica, che influiscono in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone dissipative, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;
- b) collegamenti situati in prossimità delle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da non pregiudicare la plasticizzazione delle zone dissipative stesse;
- c) collegamenti situati nelle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016



Come si può intuire, anche per effetto degli eventi sismici del 2012 in Emilia, il paragrafo sui collegamenti nelle strutture prefabbricate è stato particolarmente arricchito di dettagli.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

STRUTTURE A PILASTRI INCASTRATI ALLA BASE E ORIZZONTAMENTI AD ESSI INCERNIERATI

I collegamenti ad appoggio mobile sono consentiti per le sole strutture monopiano e devono essere dimensionati come indicato al §7.2.2.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

Per le strutture pluriplano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione "Pilastri" del § 7.4.5.3.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BIOLOGIA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Sono state significativamente modificate le regole per il dimensionamento di quelle strutture che ora vengono denominate «a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi incernierati».

Al §7.4.5.2.1, *Strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi*, è stato evidenziato che non è consentito ricorrere a collegamenti ad appoggio mobile per le strutture pluriplano.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

7.4.5.2.2 Valutazione della resistenza

La resistenza delle connessioni tra elementi prefabbricati deve essere valutata con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, come indicato nei §§ 4.1.2.1.1, 4.2.4.1.1, 4.2.4.1.4 o 4.2.8 secondo quanto di competenza.

Nella valutazione della resistenza allo scorrimento si deve trascurare l'attrito dovuto agli sforzi esterni di compressione.

Nelle strutture a comportamento dissipativo gli elementi di acciaio utilizzati per realizzare la connessione devono possedere caratteristiche di resistenza, duttilità e dissipazione conformi a quanto previsto nel progetto.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

MADE_{expo}
Milano Architecture Design Edition
18_21 | 03 | 2015
Fiera Milano Rho



Anche in questo caso si nota una particolare attenzione e precauzione nel dimensionamento delle connessioni in acciaio.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

7.4.5.3 ELEMENTI STRUTTURALI

Per gli elementi strutturali si applicano le regole progettuali degli elementi non prefabbricati.

Pilastri

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi incernierati, le colonne devono essere fissate in fondazione con vincoli d'incastro.

Per le strutture a comportamento dissipativo, connessioni pilastro-pilastro all'interno delle zone dissipative sono permesse solo per strutture in CD¹B¹.

Per strutture a comportamento dissipativo con pilastri pluripiano incastrati alla base e con travi incernierate ai pilastri stessi, deve essere considerato l'incremento del taglio, da valutarsi in accordo alla [7.4.14].

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Questa prescrizione riguarda pilastri pluripiano con orizzontamenti incernierati e rimanda a quanto già contemplato nel dimensionamento di base delle pareti.

7.4.6 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

7.4.6.2.2 Pilastri

Armature trasversali

Alle estremità di tutti i pilastri primari e secondari per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; la distanza tra due barre vincolate consecutive, deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

A tal fine si intendono barre vincolate quelle direttamente trattenute da staffe o da legature.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

$\max[6 \text{ mm}; (0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{yd}/f_{ydst}})]$ per CD"A" e 6 mm per CD"B", dove $d_{bl,max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali, f_{ydst} e f_{yd} sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.

Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 5 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto $\omega_{w,d}$ definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Lasciamo i paragrafi specificatamente dedicati alle strutture prefabbricate e rientriamo fra gli argomenti di interesse generale per le opere in calcestruzzo. Per quanto riguarda le armature trasversali nei pilastri, osserviamo innanzitutto che i dettagli costruttivi riguardano anche gli elementi secondari (NON TRATTATI, al riguardo, IN NTC)

7.4.6 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{sd} \geq 30 \mu_s \cdot v_d \cdot \epsilon_{s,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{sd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

dove:

ω_{sd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD'A'.

μ_s è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

v_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ($v_d = N_{Ed}/A_s \cdot f_{td}$);

$\epsilon_{s,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

b_c è la profondità della sezione trasversale lorda;

b_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

b_s è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_e è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_0 (con riferimento alla linea media delle staffe);

α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_c$, con:

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_s = 1 - \sum \frac{b_{e,i}^2}{b_s^2} (6 - b_{e,i} - h_{e,i}) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_c = \left[1 - s / (2 \cdot b_s) \right] \left[1 - s / (2 \cdot h_s) \right] \quad [7.4.31b]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_s è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

b) per sezioni trasversali circolari con diametro del nucleo confinato D_c (con riferimento alla linea media delle staffe)

$$\alpha_s = 1 \quad [7.4.31c]$$

$$\alpha_c = \left[1 - s / (2 \cdot D_c) \right]^2 \quad [7.4.31d]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_s è la distanza tra barre consecutive contenute, $\beta = 2$ per staffe circolari singole, $\beta = 1$ per staffa a spirale.

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{s,c}}{s} \geq \begin{cases} 0,40 \frac{b_c \cdot b_e}{b_s} & \text{per CD'A' al di fuori della zona critica e per CD 'B'} \\ 0,12 \frac{b_c \cdot b_e}{b_s} & \text{per CD 'A'} \end{cases} \quad [7.4.28] \quad \text{NTC 2008}$$

in cui $A_{s,c}$ è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_e è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Al § 7.4.6.2.2, **Pilastri**, viene precisato che, per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari, devono essere eseguite le verifiche di duttilità (indicate al § 7.4.4.2.2.), che si ritengono però implicitamente soddisfatte se si rispetta l'espressione [7.4.30]. Per quanto riguarda le armature trasversali, viene precisato che le prescrizioni sulle armature trasversali valgono alle estremità di tutti i pilastri primari.

Riportiamo, per memoria, le espressioni suggerite da NTC 2008.

7.4.6 – NODI TRAVE PILASTRO

7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza NTC 2008

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD'A'.

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro NTC 2008

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente **confinati**.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD'A' che in CD'B', le staffe orizzontali presenti lungo l'interasse del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (7.4.29)$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;

se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

La verifica di resistenza dei nodi trave-pilastro va ora eseguita per entrambe le classi di duttilità, perché è stata eliminata la relativa clausola delle NTC 2008.

Inoltre per la NTC 2016 le verifiche di resistenza riguardano anche i nodi interamente confinati.

Parimenti sono cambiati anche i dettagli costruttivi (armatura), che riguardano ora anche i nodi interamente confinati.

Non vale pertanto più la specializzazione che le NTC 2008 facevano per i nodi interamente confinati

Al § 7.4.6.2.3, *Nodi trave-pilastro*, sono state modificate i valori riguardanti la quantità di staffe da introdurre nel nodo in funzione della tipologia del nodo (interamente confinato, non interamente confinato).

7.4.6.2.4 – DETTAGLI COSTRUTTIVI – PARETI

- Al § 7.4.6.2.4, *Pareti*, sono state introdotte nuove prescrizioni sui quantitativi minimi di armatura da garantire nelle pareti al di fuori delle zone dissipative, raccomandando in particolare di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale $\rho \geq 0,5\%$, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione ϵ_c è maggiore dello 0,2%.
- Al § 7.4.6.2.4, *Dettagli costruttivi per la duttilità*, per le zone dissipative di base delle pareti primarie, è stato prescritto di eseguire le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2, precisando che, in alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni di cui alle formule [7.4.3.2] e [7.4.3.3].

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Nuovi dettagli costruttivi per le pareti.

7.4.6.2.4 – DETTAGLI COSTRUTTIVI – PARETI

7.4.6.2.4 Pareti

Nelle parti della parete, in pianta ed in altezza, al di fuori di una zona dissipativa, vanno seguite le regole del Capitolo 4, con un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico ρ riferito, rispettivamente, all'area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0,2%. **Tuttavia, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione ϵ_c è maggiore dello 0,2%, si raccomanda di adottare un rapporto geometrico di armatura verticale $\rho \geq 0,5\%$.** **Di dimensioni sia orizzontali che verticali, debbano avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno 9 legature ogni metro quadrato.**

Armature longitudinali

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

Armature trasversali

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

Armature inclinate

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra $\frac{1}{2} h_v$ ed $\frac{1}{2} h_h$.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative di base delle pareti primarie devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{\text{ed}} \geq 30 \rho_{\text{tr}} \cdot (v_d + \omega_c) \cdot \epsilon_{\text{gr,d}} \cdot \frac{b_c}{b_g} - 0,035 \quad [7.4.32]$$

$$\omega_{\text{ed}} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo}} \cdot \frac{f_{\text{td}}}{f_{\text{cd}}} \quad [7.4.33]$$

dove i simboli hanno il significato della [7.4.29] e $\omega_c = \rho_c \cdot f_{\text{sd,c}} / f_{\text{cd}}$, essendo ρ_c e $f_{\text{sd,c}}$, rispettivamente, il rapporto geometrico e la resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Almeno formalmente le regole costruttive da adottare per le pareti appaiono abbastanza diverse da quelle previste dalle NTC 2008. Si osserva inoltre che alcune verifiche deformative, prettamente locali, mal si adattano alle necessità di cantiere, costrette ad uniformare su più larga scala situazioni puntuali di verifica. Anche per le pareti, come già per i pilastri, è obbligatorio garantire un'adeguata duttilità, ma in alternativa alla verifica analitica è consentito rispettare le indicazioni costruttive specificate in questo paragrafo.

RIEPILOGO ELEMENTI SECONDARI

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

I sistemi strutturali sono composti di elementi strutturali primari ed eventuali elementi strutturali secondari. Agli elementi strutturali primari è affidata l'intera capacità antisismica del sistema; gli elementi strutturali secondari sono progettati per resistere ai soli carichi verticali (v. §7.2.3).

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati "secondari"; nell'analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari.

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Come anticipato in più parti in precedenza, a differenza dell'NTC 2008 il cap 7 introduce delle regole specifiche che riguardano gli elementi secondari, in particolare per quanto riguarda il rispetto della duttilità. Riportiamo i vari passi che coinvolgono gli elementi secondari, cominciando dalle indicazioni generali, fra cui compare subito la richiesta della verifica in duttilità.

RIEPILOGO ELEMENTI SECONDARI

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Armature trasversali

Alle estremità di tutti i pilastri primari e secondari per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; la distanza tra due barre vincolate consecutive deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD'A' e CD'B'.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spicco dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{nd} \geq 30 \mu_p \cdot v_d \cdot \epsilon_{yd} \cdot \frac{b_c}{b_p} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{nd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Qui sono riportate le indicazioni sui dettagli costruttivi e le verifiche di duttilità che coinvolgono anche i pilastri secondari in cemento armato.

7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovreresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD°A°	CD°B°
Acciaio	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30

Tabella 7.5.1 - Fattori di sovreresistenza γ_{Rd} (NTC 2008)

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

7.5.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

La distribuzione delle proprietà del materiale, quali la tensione di snervamento e la tenacità, nella struttura deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

Ai fini della progettazione, il fattore di sovreresistenza del materiale, γ_{ov} , è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Per le costruzioni in acciaio è stato modificato l'impiego adottato nelle NTC 2008, del fattore di sovreresistenza γ_{Rd} la cui funzione originaria viene sostituita da un nuovo fattore γ_{OV} , che riflette la possibilità che l'effettivo limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del limite nominale γ_{Rd} viene ora impiegato esclusivamente per il controllo della gerarchia delle resistenze e i relativi valori sono inclusi nella tabella riepilogativa 7.2.1 generale già illustrata e qui riproposta in testa.

Per memoria i valori NTC 2008 di γ_{Rd} sono riportati nella figura intermedia, mentre per γ_{OV} vengono utilizzati i valori finali richiamati al par. 7.5.1. Confrontando i nuovi valori di γ_{OV} con quelli precedenti di γ_{Rd} , laddove γ_{OV} sostituisce γ_{Rd} , si deduce una maggior onerosità per il rispetto delle verifiche.

7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

I collegamenti in zone dissipative devono consentire la plasticizzazione delle parti dissipative collegate, garantendo il soddisfacimento del seguente requisito:

$$R_{j,d} \geq 1,1 \cdot \gamma_{m2} \cdot R_{pl,Rd} = R_{t,Rd} \quad [7.5.1]$$

dove:

$R_{j,d}$ è la capacità di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$ è la capacità al limite plastico della membratura dissipativa collegata;

$R_{t,Rd}$ è il limite superiore della capacità della membratura collegata.

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di svernamento della sezione deve risultare inferiore alla capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento; si deve quindi verificare che:

$$\frac{A_{m0}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_u} \quad [7.5.2]$$

essendo A l'area lorda e A_{m0} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori, integrata da un'eventuale area di rinforzo. I fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

In ogni zona o elemento dissipativo si deve garantire una capacità in duttilità superiore alla corrispondente domanda in duttilità. La verifica deve essere effettuata adottando le misure di deformazione adeguate ai meccanismi duttili previsti per le diverse tipologie strutturali.

Per le tipologie indicate in § 7.5.2.1, si possono utilizzare le seguenti misure di deformazione locale μ :

- elementi inflessi o presso inflessi di strutture intelaiate: rotazione alla corda;
- elementi prevalentemente tesi e compresi di strutture controventate: allungamento complessivo della diagonale;
- elementi sottoposti a taglio e flessione di strutture con controventi eccentrici (elementi di collegamento): rotazione rigida tra l'elemento di connessione e l'elemento cortiguo.

La duttilità locale è definita come segue:

$$\mu = \theta_1 / \theta_2$$

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stata riscritto il paragrafo in esame, distinguendo specificatamente le verifiche di resistenza da quelle di duttilità. La distinzione in questione si ritrova anche nei paragrafi successivi che trattano, nello specifico, le varie tipologie strutturali.

7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)

omissis

La verifica di duttilità si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, in funzione della classe di duttilità e del valore di base del fattore di comportamento q_0 utilizzato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali per le zone/elementi dissipativi riportate in Tab. 7.5.1 nonché le prescrizioni specifiche di cui ai successivi paragrafi relativi a ciascuna tipologia strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad [7.5.3]$$

dove N_{Ed} è il valore della domanda a sforzo normale e $N_{pl,Rd}$ è il valore della capacità a sforzo normale determinata secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2.

Tab. 7.5.1 - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0

Classe di duttilità	Valore di base q_0 del fattore di comportamento	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

- Il § 7.5.3.2, *Verifiche di duttilità*, è stato ampliato e maggiormente dettagliato.
- Al § 7.5.4.2, *Collegamenti trave-colonna*, sono state inserite le prescrizioni riguardanti la progettazione in capacità trave-colonna.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

A proposito delle verifiche di duttilità, anche per l'acciaio si ribadisce che le verifiche di duttilità sono implicitamente soddisfatte se si adottano le prescrizioni specificatamente raccomandate per le varie tipologie. Si introduce nel contempo un'ulteriore condizione per le colonne primarie delle strutture a telaio.

7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

7.5.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

Verifiche di resistenza (RES)

I pannelli d'anima devono essere progettati in modo da consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura, e cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna evitando fenomeni di plasticizzazione e instabilizzazione a taglio.

Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{sp,Ed} / \min(V_{sp,Rd}, V_{cs,Rd}) < 1 \quad [7.5.13]$$

essendo $V_{sp,Ed}$, $V_{sp,Rd}$ e $V_{cs,Rd}$ rispettivamente la domanda a taglio, la capacità a taglio per plasticizzazione del pannello e la capacità a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

La domanda a taglio $V_{sp,Ed}$ deve essere determinata assumendo il raggiungimento della capacità a flessione nelle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna, secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

7.5.5. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

7.5.6. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Per i pannelli d'anima viene maggiormente dettagliata una richiesta già abbozzata nell'NTC 2008.

Nei paragrafi che trattano le strutture con controventi sono state introdotte alcune precisazioni e specificazioni che meritano una attenta lettura e che già sono presenti nell'EC8.

7.6 – COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



In linea con quanto fatto per gli altri casi esaminati, anche per le costruzioni composte acciaio calcestruzzo viene proposto un aggiornamento che mette meglio in rilievo le prestazioni richieste in termini di resistenza e duttilità. Come abbiamo già osservato nel caso statico (capitolo 4), anche per il caso sismico, per la tipologia strutturale in esame, è opportuno far riferimento all'Eurocodice 8, a cui le NTC si richiamano puntualmente

7.7 – COSTRUZIONI IN LEGNO

Con riferimento al § 7.7, *Costruzioni di legno*, è stato stabilito che anche le costruzioni sismoresistenti di legno, coerentemente con le altre tipologie strutturali, devono essere progettate con una concezione strutturale in accordo con il comportamento dissipativo o non dissipativo.

Al § 7.7.1, *Aspetti concettuali della progettazione* relativi alle costruzioni di legno, è stato chiarito che ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda, mentre le componenti non dissipative (gli elementi strutturali) adiacenti devono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovrarresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per la classe di duttilità "A" e a 1,1 per la classe di duttilità "B" devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali;

Al § 7.7.3, *Tipologie strutturali e fattori di comportamento*, è stato precisato che, nel caso di strutture con comportamento dissipativo, è obbligo del progettista giustificare la scelta dei valori assunti nei calcoli per il fattore q_D , sulla base della capacità dissipativa del sistema strutturale nonché dei criteri di dimensionamento dei collegamenti.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Aspetti di novità sulla progettazione sismica di edifici in legno.

7.7 – COSTRUZIONI IN LEGNO

7.7.1. ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici sismoresistenti di legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo a uno dei seguenti comportamenti, anche tenuto conto delle disposizioni di cui al § 7.7.2:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture progettate secondo il comportamento strutturale dissipativo devono appartenere alla CD "A" o alla CD "B", nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3, in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.

Le zone dissipative devono essere localizzate, in accordo al meccanismo di collasso duttile globale prescelto, in alcuni dei collegamenti o in elementi specificatamente progettati; le membrature lignee devono essere considerate a comportamento elastico, salvo che non siano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovrarresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o di parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.4 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

In tutto il capitolo riguardante il legno viene dato maggior risalto alla progettazione in capacità, come si evidenzia già in questo passo della trattazione.

7.7 – COSTRUZIONI IN LEGNO

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti	2,5	
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali	1,5	

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Replichiamo questa tabella dei fattori di struttura, inserita nella parte generale del cap.7, segnalando che è stato introdotto qualche aggiornamento che riguarda anche le tipologie trattate.

7.8 – COSTRUZIONI IN MURATURA

Per le *Costruzioni di muratura*, di cui al § 7.8, sono state riviste le regole di progettazione. Al riguardo, in particolare, si evidenzia quanto segue.

- Al § 7.8.1.3, *Modalità costruttive e fattori di comportamento*, sono stati ricalibrati i fattori α_{cl} / α_{s1} per le diverse tipologie di costruzioni in muratura;
- Al § 7.8.1.4, *Criteri di progetto e requisiti geometrici*, la tabella 7.8.1 *Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma*, è stata ampliata per ricomprendere tutte le tipologie murarie considerate dalla norma.
- Al § 7.8.6.3, *Costruzioni di muratura confinata*, sono stati forniti i dettagli costruttivi per le costruzioni in muratura confinata, introdotte al par. 7.8.4.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Alcune differenze sulla progettazione sismica di edifici in muratura.

7.8 – COSTRUZIONI IN MURATURA

7.8.1.2 MATERIALI

omissis

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa.

Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento a tasche per riempimento di malta, i giunti verticali possono essere considerati riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento murario.

L'uso di giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati allo SLV, da $a_d \leq 0,15g$, con le seguenti limitazioni:

- altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura: 10,5 m se $a_d \leq 0,075g$; 7 m se $0,075g < a_d \leq 0,15g$
- numero dei piani in muratura da quota campagna: ≤ 3 per $a_d \leq 0,075g$; ≤ 2 per $0,075g < a_d \leq 0,15g$

L'uso di giunti verticali non riempiti è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati, allo SLV, da $a_d \leq 0,075g$, costituiti da un numero di piani in muratura da quota campagna non maggiore di due e altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura di 7 m.

Gli elementi per murature con giunti sottili e/o giunti verticali a secco debbono soddisfare le seguenti limitazioni:

- spessore minimo dei setti interni: 7 mm;
- spessore minimo dei setti esterni: 10 mm;
- percentuale massima di foratura: 55% ;

Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo per costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $a_d \leq 0,075g$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Per le opere in muratura, per quanto riguarda i materiali da costruzioni, sono state introdotte delle novità che si adeguano a quanto suggerito dall'EC6, e rispondono anche a proposte innovative riguardanti questa tecnologia costruttiva.

7.8 – COSTRUZIONI IN MURATURA

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali $f_{t,sk0}$ (valori in N/mm²)

Elementi per muratura	$f_{t,sk0}$ (N/mm ²)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30*
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5,0$ N/mm²

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3,0$ N/mm²

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Anticipiamo questa tabella del capitolo 11, che riguarda la resistenza caratteristica a taglio per segnalare che tale resistenza non dipende più (o dipende minimamente) dalla resistenza a compressione del blocco ma solo dalla malta.

7.8 – COSTRUZIONI IN MURATURA

Tab. 7.3.11 – Valori massimi del valore di base c_d del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)	
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 α_u/α_1
Costruzioni di muratura armata	2,5 α_u/α_1
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α_u/α_1
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.2) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda a un'analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- costruzioni di muratura ordinaria $\alpha_u/\alpha_1 = 1,7$
- costruzioni di muratura armata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni di muratura confinata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,6$
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Riportiamo nuovamente questa tabella sui fattori di struttura, inserita nella parte generale del cap.7, ribadendo che è stato introdotto qualche aggiornamento significativo; i valori dei fattori di comportamento α_u/α_1 sono invece vengono trattati nel par. 7.8.1.3 specificatamente dedicate alle opere in muratura.

7.9 – PONTI

Al § 7.9, *Ponti*, sono state inserite precisazioni riguardo ai criteri generali di progettazione dei ponti nel caso di comportamento strutturale dissipativo e non dissipativo. Inoltre le modifiche e le integrazioni apportate al testo normativo si sono basate sui seguenti principi:

- conferma delle limitazioni alle potenziali riduzioni di richiesta sismica conseguenti alle analisi di interazione terreno-struttura, espresse in maniera univoca per tutte le situazioni di caratterizzazione del sottosuolo;
- prescrizione di analoghe limitazioni anche alle analisi di risposta sismica locale;
- eliminazione delle prescrizioni sulle modalità di analisi e modellazione, che potranno essere opportunamente riprese ed estese in documenti tecnici di diversa valenza.

Inoltre sono state effettuate alcune revisioni editoriali, a parità di contenuto tecnico, relativamente ad alcune terminologie inappropriate per i ponti obliqui o di larghezza elevata, nonché ad indicazioni relative alla riduzione di rigidità torsionale degli impalcati conseguenti alle fessurazioni per azioni sismiche, ritenute non congruenti con il principio generale per cui gli impalcati non devono costituire elementi atti a fornire duttilità e devono restare in campo sostanzialmente elastico.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Sono state introdotte delle modifiche che riguardano soprattutto questi il paragrafo 7.9.3.

7.11 – OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Per quanto riguarda il § 7.11 *Opere e sistemi geotecnici*, questo paragrafo ha subito modificazioni e integrazioni nei riguardi sia degli aspetti generali della progettazione sia di aspetti riguardanti singole opere o interventi.

In particolare, al § 7.11.1 viene sancito il principio che le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nei paragrafi di riferimento per le diverse opere.

Riguardo al § 7.11.5. *Fondazioni*, si evidenzia quanto segue. Per le verifiche di capacità portante delle *fondazioni superficiali* è stato mantenuto lo stesso valore di γ_R impiegato nelle verifiche in campo statico, alla luce della considerazione che le azioni in fondazione non risultano necessariamente le più gravose, viste le possibilità ammesse nel paragrafo 7.2.5 per la valutazione delle stesse.

Viene in ogni caso ammessa la possibilità di ridurre il valore di tale coefficiente a 1,8, nel caso si consideri esplicitamente l'effetto delle azioni di inerzia sul volume di terreno significativo.

Per quanto concerne lo *stato limite di servizio SLD*, allo scopo di conseguire una sostanziale semplificazione delle procedure, in alternativa alla possibilità di eseguire specifiche analisi dinamiche, si ritiene soddisfatta la verifica se, con le azioni corrispondenti allo *SLD*, il carico limite è determinato con $\gamma_R = 2.3$.

Analoga impostazione è stata data alle *fondazioni su pali* per quanto riguarda sempre la verifica nei confronti dello *SLD*.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Sono state introdotte delle modifiche puntuali che riguardano molti paragrafi. Elencarle tutte risulta difficile, perché annidate all'interno del testo.

7.11 – OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

7.11.6.2.1 Metodi di analisi

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_T = S_1 \cdot S_T \cdot a_T \quad [7.11.8]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_1) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_T = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 0,38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (S.L.U.)}$$

$$\beta_m = 0,47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (S.L.D.).}$$

Tabella 7.11.6 - Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Categorie di sottosuolo	β_m	
	A	B, C, D, E
$0,2 < a_T(g) < 0,4$	0,31	0,31
$0,4 < a_T(g) < 0,7$	0,29	0,24
$a_T(g) > 0,7$	0,20	0,18

NTC 2008

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

A titolo di esempio segnaliamo la modifica del valore del coefficiente β_m per i muri di sostegno.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali:** interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- **interventi di adeguamento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.*

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

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 una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Per la trattazione degli edifici esistenti è utile utilizzare un diverso approccio descrittivo segnalando, in primo luogo, le novità più significative della NTC 2016.

La classificazione degli interventi resta la stessa...

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali:** interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- **interventi di adeguamento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.*

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

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 una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

**SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

**ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

con alcune precisazioni che segnaliamo.

In particolare:

- l'esclusione del collaudo per gli interventi locali;

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali:** interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- **interventi di adeguamento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.5.*

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

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 una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

- la facoltà di motivare l'esclusione di provvedimenti in fondazione, nonché l'obbligo, nel caso si rendessero invece necessari, di rispettare le prescrizioni valide per gli edifici nuovi.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

– Al § 8.3, confermando che le verifiche sugli edifici esistenti vanno generalmente effettuate per i soli SLU, è stato precisato che per edifici di classe IV sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti;

Si è inoltre precisato che *“Nelle verifiche sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni...”*;

8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

omissis

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

$$\zeta_E = \frac{\text{azione sismica massima sopportabile dalla struttura}}{\text{azione sismica massima di una nuova costruzione}}$$

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

La novità principale del capitolo 8 riguarda le prescrizioni sugli interventi di miglioramento e adeguamento.

Per illustrarle è necessario innanzitutto precisare il significato di un parametro che viene utilizzato per valutare la sicurezza.

Si tratta del parametro ζ_E che viene definito come evidenziato.

ζ_E è rappresentativo della sicurezza che l'edificio esistente presenta in relazione a uno nuovo. E' pertanto un modo abbastanza immediato per comparare la sicurezza dell'edificio esistente rispetto a uno nuovo.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

- Al § 8.4.1, ora denominato *Riparazione o intervento locale*, sono state maggiormente specificate le finalità degli interventi locali, precisando altresì che “*Il progetto e la valutazione della sicurezza (...) devono dimostrare “che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti”*”; ciò a differenza del testo del 2008, che stabiliva che “*Il progetto e la valutazione della sicurezza (...) devono dimostrare “che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.”*”
E' stata però introdotta la precisazione che “*Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento di sicurezza*”.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Alcune novità nella definizione degli interventi locali.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura;

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



La “Riparazione o intervento locale” in parte replica quanto già presente nelle NTC 2008. L'intervento locale riguarda sempre singole elementi della costruzione.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

- Al § 8.4.2, *Interventi di miglioramento*, rispetto al testo delle NTC 2008, con la finalità di indicare dei limiti minimi per il miglioramento, si è precisato che “per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell’unità” precisando però che “a meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III e IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,4”.

Nello stesso paragrafo è stato altresì stabilito che, nel caso di interventi di miglioramento che prevedano l’impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento si deve comunque avere almeno $\zeta_E=1,0$.

8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere il livello di sicurezza della costruzione.

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell’unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe IV il valore di ζ_E a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,4, **mentre per le costruzioni di classe III e II il valore di ζ_E sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,1.**

Nel caso di interventi che prevedano l’impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E=1,0$.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Vediamo ora come viene utilizzato ζ_E .

La definizione di interventi di miglioramento non è cambiata, riguarda interventi che NON si ripercuotono sull’intera costruzione, ma la richiesta è cambiata. ζ_E stabilisce la condizione perché un intervento possa essere rientrare nella categoria “miglioramento”.

Per le classi d’uso II e III bisogna ottenere, nel progetto, un valore di ζ_E pari a 0.1 (10%); l’indice di miglioramento richiesto è pertanto piuttosto basso.

Per la classe d’uso IV le NTC 2016 prescrivono un valore di ζ_E pari ad almeno 0.4 (40%).

Se si adottano sistemi di isolamento la richiesta è totale 100%, in sostanza un adeguamento

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere il livello di sicurezza della costruzione.

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe IV il valore di ζ_E a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0.4, mentre per le costruzioni di classe III e II il valore di ζ_E sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0.1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E = 1,0$.

8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO NTC 2008

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

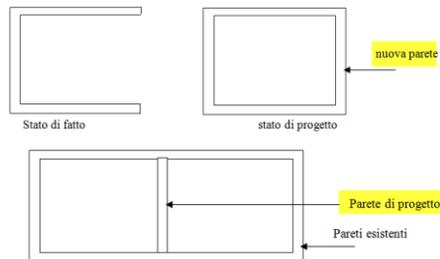
A questo riguardo sviluppiamo un'osservazione. Le NTC 2016 possono anche dar luogo a una richiesta più severa di quella delle NTC 2008, che precisavano soltanto, in modo totalmente generico:

“Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate”.

La richiesta più severa delle NTC 2016 si manifesta, ad esempio, per edifici che allo stato di fatto hanno modesta resistenza sismica: con le NTC 2008, in pratica, qualunque intervento risultava di miglioramento

Con le nuove disposizioni il legislatore punta comunque ad ottenere un certo grado, seppur modesto, di sicurezza per la costruzione. Il basso valore (10%) di ζ_E starebbe ad incoraggiare gli interventi di miglioramento e una loro diffusione sul territorio, preso atto che l'adeguamento è spesso, di fatto, economicamente molto oneroso.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI



LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BIOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Per inciso osserviamo che voler quantificare a tutti i costi gli interventi di miglioramento comporta anche qualche evidente singolarità. Le Linee Guida della Toscana, pubblicate nel 2009, mostravano, a titolo di esempio, due casi che già allora venivano presentati, inequivocabilmente, di fatto, come interventi migliorativi, senza necessità di alcuna verifica analitica.

A tal proposito le Linee Guida recitavano:

“Non è da escludere la possibilità che ci siano casi particolari nei quali l'intervento di progetto sia inequivocabilmente migliorativo e che tale risultato sia chiaramente apprezzabile anche senza la necessità di verifiche numeriche di conferma”

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica per carichi gravitazionali di cui alla Equazione 2.5.2 includendo i soli carichi gravitazionali, superiori al 40%. 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;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Il valore di ζ_E che deve essere raggiunto post-operam dipende da quale sia la condizione sopra indicata che impone l'obbligo dell'adeguamento e dal livello di conoscenza che si vuole/può conseguire con le indagini.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere almeno $\zeta_E \geq 1,0$. Nel caso c) si può assumere $\zeta_E \geq 0,80$.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Per gli interventi di adeguamento le NTC 2016 mantengono la distinzione relativa a 4 tipi di attività, che corrispondono sostanzialmente a quelle delle NTC 2008. Ogni tipo di intervento di adeguamento è associato a un certo valore di ζ_E prescritto dalla norma.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- sopraelevare la costruzione; $\zeta_E = 1$
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta; $\zeta_E = 1$
- apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione, valutati secondo la combinazione caratteristica per carichi gravitazionali di cui alla Equazione 2.5.2, 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; $\zeta_E = 0,8$
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani. $\zeta_E = 1$

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

In questa immagine accanto ad ogni tipo di intervento introduciamo il ζ_E corrispondente.

Come possiamo notare non appare una “novità” straordinaria rispetto alle NTC 2008: solo nel terzo caso è previsto un coefficiente ζ_E ridotto del 20%

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

- Al § 8.4.3, *Interventi di adeguamento*, in relazione ai tipi di intervento per i quali è obbligatorio l'adeguamento, sono state apportate le seguenti precisazioni: per il caso b) è stata aggiunta la frase "e tali da alterarne significativamente la risposta"; per il caso c) è stato precisato i carichi globali in fondazione devono essere "valutati secondo la combinazione caratteristica per carichi gravitazionali di cui alla Equazione 2.5.2"; per il punto d) è stato aggiunto il seguente paragrafo: "nel caso di edifici, effettuare interventi strutturali che trasformino il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani".
- Sempre al § 8.4.3, per il solo caso c), cioè per gli interventi con "variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione, nella combinazione SLU, superiori al 10%", è stata introdotta la possibilità di assumere il coefficiente $\zeta=0,80$ anziché $\zeta=1$ per effettuare l'adeguamento sismico, cioè di conseguire un livello di sicurezza pari all'80% rispetto a quello delle nuove costruzioni. Ciò è stato previsto in quanto il citato punto c), rispetto agli altri facenti parte dell'elenco dei casi in cui è obbligatorio l'adeguamento, è un intervento che non comporta modifiche strutturali, ma solo un cambiamento di destinazione d'uso.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Le novità sugli interventi di adeguamento.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

S.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Restando nell'ambito degli interventi di adeguamento, segnaliamo anche che l'ultima tipologia viene descritta con due proposizioni che possono comunque generare una certa ambiguità interpretativa.

Ad ogni buon conto c'è chi ragionevolmente avanza, su questo tema, questa osservazione. Se un fabbricato è sismicamente vulnerabile, magari anche gravemente deficitario, tutti gli interventi dovrebbero essere, in linea di principio, auspicabili. Invece, qualora si cambi lo schema strutturale, com'è pressoché scontato in questi casi, si finisce nelle «forche caudine» dell'adeguamento, l'intervento diventa, anche economicamente, molto impegnativo e, di fatto, l'edificio rimane nel suo stato precario originario.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

omissis

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

- nella costruzione 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 sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

Completiamo la descrizione delle novità del capitolo 8 segnalando questo passaggio che riguarda le opere di fondazione; la loro verifica può essere generalmente omessa, a meno di situazioni particolari che vengono elencate. Questo aspetto era assente nelle NTC 2008.

CAPITOLO 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

- Al § 8.5.3 dedicato alla *Caratterizzazione meccanica dei materiali*, oltre ad aver meglio definito i “beni culturali” da un punto di vista giuridico e introdotto anche la fattispecie relativa agli “insediamenti storici”, si è precisato che in relazione alle indagini e prove da effettuarsi ai fini della caratterizzazione predetta “*Le prove di cui alla Circolare 8 settembre 2010, n. 7617/STC, il prelievo dei campioni dalla struttura e l’esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all’articolo 59 del DPR 380/2001*”.
- Al § 8.5.4 sono stati meglio definiti i livelli di conoscenza, articolati in tre livelli progressivi da LC1 a LC3.
- al § 8.7.5 sono state precisate le verifiche da effettuare nel caso di interventi locali, prima limitate ai soli interventi di miglioramento e adeguamento.

A riguardo, come osservato dall’Assemblea, le modifiche sopra evidenziate costituiscono un primo passo in un auspicabile processo di revisione dell’approccio tecnico, scientifico e normativo nei confronti delle costruzioni esistenti, volto ad una più diffusa riduzione del rischio sismico del vastissimo patrimonio edilizio e infrastrutturale che caratterizza l’Italia. In tal senso l’Assemblea ha raccomandato che in tale processo di revisione, in riferimento alla valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti, l’approccio desumibile dal testo in esame possa essere esteso a tutte le azioni.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Ultime considerazioni.

CAPITOLO 9.

COLLAUDO STATICO

- è stata parzialmente rivista ed integrata la dizione di *collaudo statico*, che viene definito come procedura disciplinata dalle vigenti leggi di settore e finalizzata alla valutazione e al giudizio sulle prestazioni delle opere e delle componenti strutturali comprese nel progetto ed eventuali varianti depositati presso gli organi di controllo competenti; in caso di esito positivo, la procedura si conclude con l'emissione del certificato di collaudo. Ciò al fine di evidenziare che il collaudo statico deve riferirsi al progetto effettivamente depositato presso gli organi di controllo competenti e alle sue eventuali varianti anch'esse depositate a termini di legge;

- è stato generalizzato il principio per cui *"il collaudo statico, tranne casi particolari, va eseguito in corso d'opera"*, eliminando quindi il riferimento contenuto nelle NTC 2008 ai soli casi in cui *"vengono posti in opera elementi strutturali non più ispezionabili, controllabili e collaudabili a seguito del proseguire della costruzione"*; ciò in quanto, ai fini del controllo effettivo sulla corretta esecuzione di un' opera e sulla conformità di quanto eseguito al progetto e alle sue eventuali varianti, risulta essenziale che l'attività di collaudo venga svolta in corso d'opera.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

IVADL expo
Milano Architecture Project Edition
18_21 | 03 | 2015
Fiera Milano Rho



Non ci sono novità di particolare rilievo.

CAPITOLO **10.**

**REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E
DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

In particolare, è stata inserita una dettagliata elencazione degli elementi che la Relazione di calcolo deve riportare, anche al fine di rendere più agevole l'esame del progetto sia da parte degli organi di controllo che del collaudatore. Inoltre, atteso che frequentemente la Relazione di calcolo è costituita quasi esclusivamente dal tabulato emesso dal programma di calcolo, è stata inserita la disposizione per cui è opportuno che *“i tabulati generalmente forniti dai programmi automatici, cui la Relazione di calcolo deve fare riferimento, non facciano parte integrante della Relazione stessa, ma ne costituiscano un allegato”*. Per quanto concerne la *“Validazione indipendente del calcolo strutturale”* di cui al par. 10.2.2, tale dizione è stata modificata in *“Valutazione indipendente del calcolo strutturale”* per non ingenerare confusione ed equivoci rispetto alla procedura di Validazione dei progetti di cui all'art. 55 del Regolamento di attuazione del Codice dei contratti

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Il capitolo è stato in parte riscritto, ma senza modifiche sostanziali. Esaminiamo comunque alcuni aspetti interessanti.

CAPITOLO **10.**

**REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E
DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

10.2. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista, dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Il progettista dovrà quindi esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. In tal senso la documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Il paragrafo in esame è stato suddiviso in due parti, la prima legata all'uso di prodotti software...

CAPITOLO 10.

REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E
DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

10.2.1. RELAZIONE DI CALCOLO

omissis

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involucro associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

E' opportuno che i tabulati generalmente forniti dai programmi automatici, cui la Relazione di calcolo deve fare riferimento, non facciano parte integrante della Relazione stessa, ma ne costituiscano un allegato.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

la seconda alla relazione di calcolo e alle modalità di presentazione.

Al riguardo crediamo utile segnalare che la versione 2016 delle NTC mantiene l'invito a privilegiare, nella stesura della relazione, la rappresentazione grafica dei risultati e aggiunge la raccomandazione a produrre separatamente, in allegato, i tabulati di calcolo a cui si riferisce.

CAPITOLO 11.

MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

Per quanto concerne il Capitolo 11 il testo è stato sostanzialmente rivisto in accordo con le disposizioni del Regolamento UE sui prodotti da costruzione n. 305/2011 (nel seguito Regolamento), entrato integralmente in vigore in data 1.07.2013, che “*fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione ed abroga la Direttiva 89/106/CEE*”. Tale revisione è avvenuta anche in base all’esperienza acquisita nell’ambito delle attività istituzionali del Servizio Tecnico Centrale e delle Sezioni del Consiglio Superiore, nonché a seguito di osservazioni al testo pervenute dai settori professionali e produttivi.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Il capitolo 11 è stato rivisto in modo significativo, anche per esigenze di naturale aggiornamento a regolamenti, norme e procedure emanate nel frattempo. Nel seguito citeremo solo gli aspetti che giudichiamo più interessanti per l’attività professionale, ricordando che alcuni punti sono già stati segnalati in precedenza, laddove risultavano subito opportuni per favorire una lettura più organica delle norme.

11.2. CALCESTRUZZO

11.2.12. CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO (FRC)

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) è caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue nella matrice cementizia; tali fibre possono essere realizzate in acciaio o materiale polimerico, e devono essere marcate CE in accordo alle norme europee armonizzate, quali la UNI EN 14889-1 ed UNI EN 14889-2 per le fibre realizzate in acciaio o materiale polimerico.

La miscela del calcestruzzo fibrorinforzato deve essere sottoposta a valutazione preliminare secondo le indicazioni riportate nel precedente § 11.2.3 con determinazione dei valori di resistenza a trazione residua f_{tR} per lo Stato limite di esercizio e f_{tRk} per lo Stato limite Ultimo determinati secondo UNI EN 14651:2007.

- Per la qualificazione del calcestruzzo fibrorinforzato e la progettazione delle strutture in FRC si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 SAIE
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 ISI
Ingegneria Strutturale Italiana

E' stato introdotto un paragrafo che tratta il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) .

11.4. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE

11.4.1. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE

Per la qualificazione degli ancoranti per uso strutturale si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 001, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione. Con riferimento alla tabella 1.1 del paragrafo 1.2 dell'Annesso E della citata Linea guida ETAG 001, riguardante le categorie minime raccomandate per la qualificazione degli ancoranti in presenza di azioni sismiche, per tutte le classi d'uso di cui al punto 2.4.2 delle presenti norme, la categoria di prestazione da soddisfare è la C2, definita nella predetta Linea guida.

11.4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE STRADALE

Per la qualificazione dei giunti di dilatazione si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 032, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione.

NTC 2008

11.4 MATERIALI DIVERSI DALL'ACCIAIO UTILIZZATI CON FUNZIONE DI ARMATURA IN STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO

Per l'impiego di materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura in strutture in cemento armato, si rimanda a quanto indicato nel § 4.6, tenendo anche conto di quanto specificato al §11.1

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Il capitolo 11.4 è ora dedicato agli ancoranti e ai giunti di dilatazione.

11.8. COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

- 11.8.1. GENERALITÀ
- 11.8.3.1 CONTROLLO SUI MATERIALI PER ELEMENTI DI SERIE
- 11.8.3.2 CONTROLLO DI PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA
- 11.8.4.3 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA
- 11.8.4.4 SOSPENSIONI E REVOCHE
- 11.8.6. DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



Per le strutture prefabbricate si segnalano i seguenti principali paragrafi di aggiornamento.

11.10. MURATURA PORTANTE

11.10.1.1 PROVE DI ACCETTAZIONE

omissis

11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante abbia dichiarato la resistenza media, il controllo sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m³ di fornitura per elementi di Categoria II, e per ogni 650 m³ per elementi di Categoria I. Ogni campione sarà costituito da n elementi ($n \geq 6$) da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano f_1, f_2, \dots, f_n le resistenze a compressione degli elementi con $f_1 < f_2 < \dots < f_n$; il controllo sul campione si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + \dots + f_n)/n \geq f_{fm} \quad [11.10.1]$$

$$f_1 \geq 0,80 f_{fm} \quad [11.10.2]$$

dove f_{fm} è la resistenza media a compressione dichiarata dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante non abbia dichiarato la resistenza media ma abbia dichiarato la sola resistenza caratteristica, il controllo di accettazione in cantiere sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m³ di fornitura per elementi di Categoria II, innalzabili a 650 m³ per elementi di Categoria I. Per ogni campione, siano f_1, f_2, \dots, f_n la resistenza a compressione dei sei elementi con $f_1 < f_2 < \dots < f_n$; il controllo si considera effettuato con esito positivo se risulta verificata la seguente disuguaglianza: $f_1 \geq f_{sk}$, dove f_{sk} è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal fabbricante.

Al Direttore dei Lavori spetta comunque l'obbligo di curare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima.

Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2011.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016



E' stato modificato il criterio di accettazione in cantiere dei blocchi di muratura portante.

11.10. MURATURA PORTANTE

11.10.2. MALTE PER MURATURA

omissis

11.10.2.4 PROVE DI ACCETTAZIONE

Le prove di accettazione sulle malte ad uso strutturale mirano a verificare che la resistenza della malta rispetti i valori di progetto assunti e specificati dal progettista.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

Il Direttore dei Lavori deve far eseguire prove di accettazione sulle malte, secondo quanto di seguito indicato.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e prevede il campionamento di almeno 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm ogni 350 m³ di muratura realizzata con la stessa miscela nel caso di malte a composizione prescritta o prodotte in cantiere, oppure ogni 700 m³ di muratura realizzata con la stessa miscela nel caso di malte a prestazione garantita, da sottoporre a flessione, e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo quanto indicato nella norma UNI EN 1015-1:2007. Il valore medio delle resistenze a compressione misurate deve risultare maggiore o uguale del valore di progetto.

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

 **SAIE**
BOLOGNA
19-22 OTTOBRE 2016

 **ISI**
Ingegneria Strutturale Italiana

Sono state introdotte anche le prove di accettazione per le malte.

GRAZIE PER L'ATTENZIONE!

LE NOVITA' DELLE NTC 2016

