

Appendice

POSSIBILI SVILUPPI DELLA NORMATIVA TECNICA

1. L'evoluzione continua ...

Le modifiche alle normative tecniche sono vissute spesso con preoccupazione dai professionisti, in quanto comportano la necessità di un aggiornamento delle proprie conoscenze e degli strumenti operativi come il software. Si tratta tuttavia di un evento ineluttabile che si ripresenta almeno ogni decina d'anni. Anche per le NTC 08 sembra avvicinarsi il momento di una revisione. Una commissione di esperti, nominata dal ministero, ha redatto un nuovo testo¹ che è stato presentato per l'approvazione al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel luglio 2012. La sua ufficializzazione era prevista per il gennaio 2013, ma un anno è passato e non se ne hanno ancora notizie. Le considerazioni che si riportano in questa appendice sono basate su tale testo e in qualche caso anche su bozze precedenti che aiutano a chiarire il dibattito in corso nel mondo scientifico.

Al fine di sdrammatizzare il probabile prossimo evento occorre ribadire che la normativa si basa su “*principi*” e si concretizza in “*regole applicative*”. I primi sono in generale durevoli nel tempo, mentre le seconde sono soggette a piccole e frequenti variazioni. Guardando ai decenni alle nostre spalle, notiamo che non sono mancate variazioni radicali della normativa tecnica, che hanno cioè investito i concetti base che la ispiravano. Ricordiamo ad esempio la graduale introduzione del *calcolo agli stati limite* che ha affiancato, come possibilità operativa, il tradizionale *metodo delle tensioni ammissibili* sin dagli anni '70 per le costruzioni soggette a carichi verticali e vento e dal 1996 per le costruzioni in zona sismica. Le normative tecniche europee, gli Eurocodici, sviluppate come ENV (norme provvisorie) negli anni '90 e poi come EN (norme definitive) all'inizio del XXI secolo, hanno indicato il metodo semiprobabilistico agli stati limi-

¹ Il testo della proposta di norma presenta al Consiglio Superiore LL.PP. è riportato nel CD allegato al volume.

te come l'unico metodo praticabile ed hanno codificato aspetti fondamentali della progettazione sismica, come i principi della gerarchia delle resistenze. Il recepimento delle norme europee nella legislazione italiana, prima con l'Ordinanza 3274 del marzo 2003 e poi con le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, ha richiesto un grosso sforzo da parte dei professionisti per l'aggiornamento delle proprie conoscenze ed anche della filosofia progettuale.

Niente di tutto questo è all'orizzonte. I *principi* introdotti con l'Ordinanza e recepiti con ampia maturazione nelle NTC 08 non sono in discussione. Le modifiche che si attendono riguardano solamente le regole applicative, nel tentativo di migliorarne l'efficacia e di correggere le inevitabili imprecisioni che possono trovarsi in qualsiasi testo. Si può quindi rassicurare il lettore che lo studio del libro, oggi in ristampa corredato di questa breve relazione aggiuntiva, conserva la sua validità sostanziale.

2. Considerazioni generali

Nella nuova proposta di Norme Tecniche per le Costruzioni, che è nel seguito indicata col termine "Bozza NTC 2013" (con riferimento al fatto che la sua pubblicazione era prevista per il 2013) si riscontrano numerose piccole modifiche di dettaglio, ma anche alcuni cambiamenti generali, soprattutto di terminologia. In verità, indipendentemente dalla maggiore o minore correttezza di un nome, risulta un po' fastidioso abbandonare un termine entrato nell'uso comune

Il primo termine di cui si segnala la modifica è quello che individua il coefficiente riduttivo dell'azione sismica q , indicato finora in Italia come *fattore di struttura*. Nella lingua inglese esso è indicato con *behaviour factor*, che si traduce letteralmente con *fattore di comportamento*. A ben guardare entrambi i termini hanno senso, perché è un parametro che tiene conto del comportamento globale (in termini di duttilità) della struttura. La Bozza NTC 2013 opta per la traduzione più letterale, ovvero *fattore di comportamento* (anche se in qualche caso, evidentemente per distrazione, compare ancora il termine precedente).

Un secondo termine è quello che indica la modalità progettuale seguita per garantire una modalità di collasso globale. In Italia ci siamo finora riferiti a questa parlando di *criterio di gerarchia delle resistenze*, per sottolineare che per raggiungere la modalità di collasso voluta occorre conferire ad alcuni elementi una resistenza maggiore rispetto ad altri. Nella lingua inglese si parla invece di *capacity design*, riferendosi al fatto che alcuni elementi sono progettati a partire dalla capacità resistente di altri (un modo diverso per esprimere lo stesso concetto). Anche in questo caso la Bozza NTC 2013 opta per una traduzione più letterale (forse troppo), ovvero *progetto in capacità*.

Un'altra variazione riguarda i termini usati per indicare le classi di duttilità di una struttura. In Italia per distinguere le classi si sono usate le lettere

“A” e “B”, denominate classe di duttilità alta e bassa. Nella classificazione europea si usano i simboli “H” ed “M” per indicare duttilità alta (*high*) e media (*medium*); in tale norma si fa poi riferimento al caso di duttilità bassa (*low*), indicata col simbolo “L”. In effetti le strutture di classe di duttilità “B” devono presentare una capacità dissipativa media, non bassa. Pertanto, mantenendo invariato il simbolo, la Bozza NTC 2013 (punto 7.2.2) prescrive di usare in tal caso il termine *classe di duttilità media*. La classe “L” dell'Eurocodice può essere assimilata alle strutture indicate nelle NTC come *non dissipative*.

Una ulteriore variazione riguarda le zone di estremità delle aste, ovvero quelle che devono plasticizzarsi per dissipare l'energia immessa dal sisma nella struttura. Nelle NTC 08 si usava il termine *zone critiche* (probabilmente per sottolineare l'importanza, o criticità, che si attribuisce ad esse) che ora viene sostituito con *zone dissipative*, termine forse effettivamente più appropriato.

Si segnala poi che la Bozza NTC 2013 corregge una fastidiosa incongruenza presente nelle NTC 08, che in più punti citavano la zona 4. Tale classificazione, introdotta con l'Ordinanza 3274 per individuare le zone a bassissima sismicità, ha perso di significato con l'introduzione dei nuovi parametri che individuano la pericolosità sismica di un sito, parametri che variano con continuità da un punto all'altro. Il riferimento è ora sostituito dalla condizione $a_g S \leq 0.075 g$, individuando così una soglia al di sotto della quale sono sufficienti prescrizioni sismiche più blande.

Infine, un'altra osservazione di carattere generale: una serie di tabelle sono state spostate dalla loro vecchia collocazione in nuove posizioni, come indicato in dettaglio più avanti. Questo corrisponderà certamente ad una maggiore razionalizzazione del testo, ma è una delle cose che più salta all'occhio e crea disorientamento già da una prima lettura del nuovo testo.

3. Azione sismica (paragrafo 3.2)

Si riscontrano alcune variazioni nella classificazione dei suoli ai fini sismici. In particolare, nel punto 3.2.2 scompare il riferimento alla possibilità di rifarsi alla prova penetrometrica ed alla coesione non drenata; tuttavia si continua a dire che la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio è “fortemente raccomandata” (e quindi non necessariamente obbligatoria). Per il suolo E si parla ora di profondità del substrato fino a 30 m anziché 20 m. Scompare infine il riferimento a suoli S1 e S2.

Una variazione significativa, sulla quale si ritiene soffermarsi, compare nei punti 3.2.3.4 e 3.2.3.5, con riferimento al fattore di struttura q (scusate se continuiamo ad usare il vecchio nome). È facile che si sia rimasti colpiti dal fatto che le ordinate dello spettro di progetto per SLV risultano molto spesso inferiori a quello dello spettro elastico per SLD (si veda ad esempio la Fig. 9 a pag.

264 o la Fig. 1 in questa appendice). Sembra infatti incoerente progettare allo stato limite ultimo (SLV) con accelerazioni sismiche inferiori a quelle per le quali si immagina un comportamento elastico (SLD). La Bozza NTC 2013 introduce uno spettro di progetto (e quindi un fattore di struttura q) anche per lo stato limite di danno. Inoltre prescrive che “il fattore di comportamento per lo stato limite di salvaguardia della vita e per lo stato limite di danno devono essere scelti in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita non siano mai inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo stato limite di danno”.

Pensare ad un fattore di struttura q anche per SLD vuol dire accettare che anche per l'intensità sismica ad esso corrispondente il comportamento della struttura si discosta da quello elastico lineare. In effetti facendo prove su tavola vibrante si constata che il comportamento di telai in c.a. si modifica già dopo averli sottoposti ad accelerazioni modeste, con significativi aumenti del periodo proprio. Quanto ciò sia dovuto al progressivo superamento della resistenza a trazione nelle sezioni (anche di pilastri) o ad un eventuale danneggiamento delle armature non è facile dirlo, ma la variazione di comportamento è un dato di fatto.

Per lo stato limite di danno il valore di q deve essere non superiore a 1.5, come indicato più avanti al punto 7.3. Ulteriori indicazioni si possono ricavare per analogia al comportamento di strutture non dissipative, per il quale lo stesso punto indica di usare i 2/3 del valore di q corrispondente a strutture di classe di duttilità “B”, col limite superiore di 1.5.

Aver introdotto anche per SLD uno spettro di progetto ridotto di q non ha alcuna influenza sulla verifica allo stato limite di danno. Infatti vale anche in questo caso, come per SLV, l'ipotesi di uguaglianza di spostamenti tra comportamento elastico e plastico. Di conseguenza i valori calcolati con spettro ridotto di q andranno poi amplificati di q , riottenendo i valori del passato. Da questo punto di vista, la variazione è quindi solo formale, non sostanziale.

Può invece avere una notevole rilevanza la richiesta che lo spettro di progetto SLV non sia inferiore allo spettro di progetto SLD. Nonostante l'introduzione del fattore riduttivo q per SLD, lo spettro di progetto per SLV rimane an-

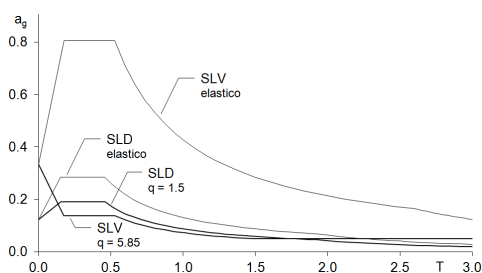
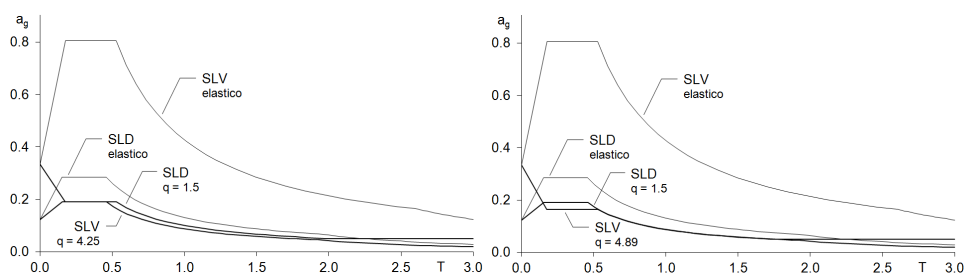


Fig. 1. Spettri di risposta elastici e di progetto per SLD e SLV

Fig. 2. Influenza del valore di q sullo spettro di progetto per SLV

cora inferiore quando si usano fattori di struttura alti, come il valore 5.85 ammesso per strutture intelaiate in c.a. di classe di duttilità “A” (Fig. 1). La prescrizione equivale quindi, indirettamente, ad impedire l’uso dei valori di q previsti per la classe di duttilità “A”, specialmente se tale limitazione è estesa a tutte le ordinate spettrali. Con riferimento al sito utilizzato come esempio in questo libro, il valore di q non potrebbe superare 4.25 (Fig. 2, a sinistra). Valori un po’ più alti sarebbero ammessi se la limitazione fosse riferita solo all’ordinata spettrale corrispondente al periodo fondamentale della struttura; nell’esempio si avrebbe come limite $q = 4.89$ per $T > 0.5$ s (Fig. 2, a destra). Non riteniamo che fosse questo l’intento del legislatore, perché in tal caso si tratterebbe di una innovazione che meriterebbe una più ampia discussione nell’ambito scientifico oltre che professionale.

Si segnala infine che i valori per la combinazione dell’azione sismica con gli altri carichi, precedentemente indicati al punto 3.2.4, sono ora riportati nel punto 2.5.3, che già parla in generale di combinazione delle azioni. Slitta di conseguenza la numerazione dei punti successivi.

4. Costruzioni di calcestruzzo (paragrafo 4.1)

Anche in questo paragrafo vi sono numerose piccole modifiche. Senza scendere in eccessivi dettagli, si segnalano alcuni aspetti che si ritengono più rilevanti ai fini della progettazione sismica.

Per la classificazione del calcestruzzo si adottano definitivamente nel punto 4.1 le indicazioni dell’Eurocodice 2, che individua classi di resistenza in cui varia di 5 in 5 la resistenza cilindrica f_{ck} , mentre in passato si faceva variare in tal modo la resistenza cubica R_{ck} . Scompaiono così ad esempio le classi C28/35 e C32/40, sostituite dalla C30/37.

Nel definire i diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo (punto 4.1.2.1.2) si forniscono indicazioni anche per il calcestruzzo confinato. Si introduce così la possibilità di tener conto dell’effetto del confinamento nella verifica di resistenza, espressamente richiamata nella parte sismica al punto 7.4.1.

Si segnala infine che, per quanto riguarda le verifiche a pressoflessione deviata effettuate con la formula semplificata

$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (1)$$

vengono forniti al punto 4.1.2.3.4.2 (ex punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC 08) valori dell'esponente α in parte coincidenti con quelli indicati in questo libro. Rimane sensibile la discordanza per sezioni soggette a sforzo normale basso, per le quali è suggerito il valore 1. Nel presente testo si è invece mostrato come in tal caso sia possibile arrivare anche al valore 2 (si veda capitolo 12, pag. 314).

5. Progettazione per azioni sismiche (capitolo 7)

Criteri generali di progettazione e modellazione (paragrafi 7.1 e 7.2)

Per quanto riguarda le costruzioni site in zona a bassissima sismicità (ex zona 4, ora zona con $a_g S \leq 0.075 g$), sembra ormai completamente scomparsa la possibilità di riferirsi al metodo delle tensioni ammissibili. La normativa continua a consentire semplificazioni operative, in particolare facendo riferimento ad una progettazione *non dissipativa*, ma impone un'analisi per forze orizzontali con $F_h = 0.10 W \lambda$.

I paragrafi relativi ai criteri generali di progettazione ed alle caratteristiche generali delle costruzioni (7.2.1 e 7.2.2) sono ora invertiti tra loro. Nel nuovo paragrafo 7.2.1 vi sono alcune modifiche nella definizione di regolarità in pianta e in altezza, di rilievo tanto modesto da non invalidare le osservazioni critiche riportate alla fine del capitolo 3 di questo libro. È però detto chiaramente che quando al di sopra delle fondazioni vi è una struttura scatolare rigida i controlli sulla regolarità in altezza devono essere effettuati solo per la parte soprastante. Nello stesso paragrafo si segnala una chiara svista nelle indicazioni sulla distanza tra costruzioni contigue: questa deve essere non minore del doppio di $1/100 z \times a_g S / 0.5 g$ (spostamento minimo del singolo edificio), ma viene detto che “pertanto ... non potrà essere inferiore a $1/100 z \times a_g S / g$ ” che è invece la metà di tale valore. Nel paragrafo 7.2.2 viene eliminato il collegamento “strutture non dissipative – stato limite di esercizio” e “strutture dissipative – stato limite ultimo”, per sottolineare che è possibile prevedere un comportamento non dissipativo anche nei riguardi dello stato limite ultimo.

Per quanto riguarda le fondazioni, le NTC 08 imponevano (nel paragrafo 7.2.5) la gerarchia delle resistenze richiedendo di applicare a questi elementi le azioni corrispondenti alla capacità resistente dei pilastri ma ponevano un limite superiore pari al valore di calcolo amplificato con γ_{Rd} pari a 1.3 per CD “A” e 1.1 per CD “B”. Questo limite, che era molto spesso determinante, ora non c'è

più e ciò può incrementare in maniera rilevante le azioni da applicare in fondazione (anche perché ora la gerarchia delle resistenze prevede che per CD “A” si usi la resistenza dei pilastri incrementata di $\gamma_{Rd} = 1.20$). Si osserva poi che nel nuovo testo scompare la frase “le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico” che era ambigua. Inoltre per i pali si parla ora di zone dissipative, mentre prima si diceva che è “da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione”.

Parlando di modellazione (paragrafo 7.2.6), nel consentire la modellazione complessiva del complesso struttura-fondazione-terreno la nuova norma impone una limitazione: il rapporto tra taglio alla base calcolato con vincoli fissi e taglio alla base calcolato con interazione non deve superare il minore tra 1.5 e *S*. Questa indicazione nasce dal desiderio di limitare la riduzione di sollecitazioni dovute all’aumento del periodo proprio (conseguente alla deformabilità del vincolo), anche a causa di dubbi sull’effettivo comportamento e sulla capacità dissipativa di una struttura su fondazioni fortemente deformabili.

Si segnala infine che in una bozza precedente era allegata una tabella che suggeriva valori con cui tener conto dell’influenza della fessurazione sulla rigidità effettiva di travi e pilastri (per questi ultimi tenendo conto anche dell’entità dello sforzo assiale). Il fatto che la tabella non sia stata inserita nella versione finale del testo conferma l’idea che questo è un argomento sul quale il dibattito scientifico non è ancora giunto a indicazioni operative ampiamente condivise.

Metodi di analisi e criteri di verifica (paragrafo 7.3)

All’inizio del paragrafo 7.3 è aggiunta una breve premessa nella quale vengono indicati mediante una tabella i limiti di *q* e viene precisato che è possibile classificare diversamente la struttura nelle due direzioni principali, adottando quindi diversi *fattori di comportamento*. Nel campo degli edifici in c.a. può essere frequente il caso di edifici intelaiati che presentino in una sola direzione anche pareti in c.a. (corpo scale o testate). Si segnala una svista: viene detto che la domanda sismica è ridotta con *q* per l’analisi lineare di strutture a comportamento dissipativo, mentre dal seguito si vede che è previsto un *q* (basso) anche per il comportamento non dissipativo. È infatti precisato nel paragrafo 7.3.1 che per queste strutture si usa il valore q_{ND} che è i 2/3 del valore per CD “B”, ma compreso tra 1 e 1.5 (nelle NTC 08 si riteneva che per le strutture non dissipative fosse $q=1$). Nello stesso paragrafo è riportata una tabella che riepiloga i valori di q_0 per tutte le tipologie, che prima erano sparsi nei vari paragrafi relativi ai diversi materiali (rimane però in quei paragrafi il valore di α_u/α_1). È riportata qui anche l’indicazione di ridurre q_0 mediante k_w per le pareti, che prima era fornita in 7.4.3.2.

Nel paragrafo 7.3.2 è ben chiarito che l’analisi lineare statica può essere usata per le costruzioni “la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori”. Questo è il giu-

sto principio cui ispirarsi nel decidere se sia possibile usare l'analisi statica. Le indicazioni che fanno riferimento alla regolarità o al periodo proprio, che rimangono al 7.3.2.2, sono quindi chiaramente regole applicative (di cui quella relativa alla regolarità in altezza è chiaramente non coerente con le indicazioni scientifiche).

Nel paragrafo 7.3.3, relativo alle analisi lineari, è ribadito che l'effetto della eccentricità accidentale può essere determinato “mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano ... moltiplicata per l'eccentricità accidentale” cioè con la procedura che è stata suggerita ed utilizzata negli esempi del libro. Nello stesso paragrafo sono presenti altre piccole modifiche, come la richiesta di considerare tanti modi da ottenere una massa partecipante del 90% (prima era 85%) e la possibilità di stimare il periodo proprio della struttura con altre formule semplificate, oltre a quella già indicata dalle NTC 08 (peccato che manchi il riferimento alla formula di Rayleigh, che è sicuramente più affidabile). Per quanto riguarda gli spostamenti della struttura, viene ribadito che essi vanno valutati amplificando i risultati dell'analisi lineare con fattore di struttura q . In realtà si omette di precisare che ora questo criterio deve essere applicato anche per lo SLD; viene invece indicato che gli spostamenti per SLC possono essere presi pari a quelli per SLV moltiplicati per 1.5 (indicazione già presente in altra parte della norma per la verifica degli isolatori sismici).

Nel paragrafo 7.3.4, relativo alle analisi non lineari, vengono eliminate le limitazioni all'uso dell'analisi statica non lineare, prima presenti, e non sono più precisati gli scopi e i casi in cui si utilizza. È un ulteriore passo verso la diffusione di tale analisi, sicuramente molto importante, in particolare nella verifica di strutture esistenti. Tra le distribuzioni secondarie è aggiunta la distribuzione multimodale.

Nel paragrafo 7.3.5, che tratta la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, è consentita in alternativa alla classica espressione

$$1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z \quad (2)$$

l'uso dell'espressione

$$\sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (3)$$

La possibilità è sicuramente interessante e potrebbe portare a semplificazioni operative come la diminuzione delle combinazioni di carico, almeno nel caso di elementi soggetti a singole caratteristiche di sollecitazione (travi). Diventa però eccessivamente gravosa nel caso dei pilastri soggetti a pressoflessione deviata, perché, dovendosi combinare singolarmente con l'espressione quadratica le tre caratteristiche di sollecitazione (sforzo assiale e momenti), fornirebbe il massimo valore del momento delle due direzioni, prescindendo dal fatto che il massimo dell'uno non si accoppia al massimo dell'altro.

Infine, i criteri di verifica per stati limite e di esercizio sono ora unificati nel paragrafo 7.3.6. La trattazione appare più organica ed è inserita una tabella che indica chiaramente i diversi tipi di verifica per i differenti elementi e i vari stati limite, anche in funzione della classe d'uso. In tale tabella si nota che nel caso di classe d'uso III e IV la verifica di rigidezza (controllo spostamenti) è richiesta per lo SLO, con limiti pari ai 2/3 di quelli richiesti per SLD. Si ritiene che le differenze di risultato siano modeste, perché contemporaneamente alla riduzione del limite vi è il fatto che l'accelerazione per SLO è minore di quella per SLD. Tra le indicazioni, è fornito un ulteriore limite di spostamenti per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che siano duttili e sono ridotti i limiti per strutture in muratura. Si osserva inoltre che le indicazioni sugli impalcati, che erano in 7.3.6.1, sono state ora spostate al 7.4.4.4.1.

Costruzioni di calcestruzzo (paragrafo 7.4)

Le variazioni (o almeno quelle per strutture intelaiate, cui fa riferimento questo libro) sono veramente poche. Nel paragrafo 7.4.1 si evidenzia la possibilità di tener conto degli effetti del confinamento sulla capacità degli elementi strutturali. Tra le indicazioni relative alle tipologie strutturali (paragrafo 7.4.3) si nota un limite più restrittivo per la classificazione di strutture torsionalmente deformabili. Non sono più presenti i valori di q , spostati come detto al punto 7.3.1.

I paragrafi 7.7.4.1 (travi) e 7.7.4.2 (pilastri) sono stati riorganizzati, inserendo in maniera più organica il riferimento alle verifiche di duttilità. Si segnala solo una variazione, che può avere risvolti importanti. Nel valutare la sollecitazione da taglio nei pilastri, ai fini di quella che ora viene denominata progettazione in capacità, si considera ancora

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{i,d}^s + M_{i,d}^i}{l_p} \quad (4)$$

ma il momento agli estremi del pilastro è ridotto rispetto al momento resistente $M_{c,Rd}$ in proporzione all'incremento già dato per la gerarchia di resistenza trave-pilastro, valutando

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \text{ MIN} \left(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right) \quad (5)$$

6. Conclusioni

Le indicazioni qui fornite non vogliono e non possono essere esaustive, anche perché il testo esaminato potrebbe essere soggetto ad ulteriori modifiche. Si spera comunque che esse siano servite a dare al lettore un'idea della direzione in cui ci si sta muovendo ed anche a tranquillizzarlo per il futuro.

Errata corrige

Si riportano qui alcuni errori che sono stati segnalati dai lettori, cui va il nostro ringraziamento.

	Errata	Corrige
Pag. 82, riga 25	notato	notate
Pag. 84, riga 7	di circa dieci	di cinque-dieci
Pag. 84, Tab. 6	ST	S_T
Pag. 105, riga 39	rigidezza	- rigidezza
Pag. 121, riga 16	il numerosi pali	il numero di pali
Pag. 134, riga 28	del pilastro stesso	della trave stessa
Pag. 145, riga 14	può essere stimare	può essere stimato
Pag. 176, riga 20	dissimmetria	dissimmetrie
Pag. 176, riga 26	differenza	differenze
Pag. 197, riga 28	e ed il valore	ed il valore
Pag. 207, riga 35	nel caso a	nel caso dell'eq. 8
Pag. 288, riga 9	da gli	dagli
Pag. 314, riga 4	l'arma	l'arma-