

Commenti ANPAE/ANDIL per le murature

(Capi 5.4, 5.7 e 11.9)



# Osservazioni ANPAE+ANDIL al T.U. per le murature

## 09.05.05

### Premessa

In linea generale si condivide la nuova impostazione di tipo prestazionale della normativa anche se, costituendo una novità, riteniamo porterà non pochi dubbi e incertezze nelle fasi iniziali di applicazione.

Per la valutazione completa di talune novità introdotte si renderà necessaria la prova sul campo della norma che potrà evidenziare gli effetti sul dimensionamento introdotti dalle nuove disposizioni in tema di carichi, di coefficienti parziali e di coefficienti di sicurezza sui materiali.

Ci permettiamo tuttavia di presentare di seguito le nostre prime osservazioni in merito agli aspetti che ci sono parsi non del tutto chiari o che non trovano il nostro accordo ad una prima lettura del testo.

### A - Osservazioni di carattere generale

N.	OSSERVAZIONE
A.1	Il dimensionamento semplificato di edifici semplici e regolari, previsto nella prima stesura del testo, è stato eliminato. E' una decisione che, per un settore delle costruzioni dedicato a strutture semplici e di tipo tradizionale, come è quello delle murature, potrebbe rivelarsi poco favorevole e potrebbe anche comportare orientamenti verso altre tipologie strutturali con conseguenti gravi danni economici al settore.
A.2	Non è trattata la muratura di tamponamento che ha comunque una interazione con le strutture a telaio, non certo trascurabile nelle zone a maggiore sismicità.
A.3	La muratura armata è prevista, e si fanno prescrizioni specifiche nel capitolo 5.7.11.1, ma non è neanche citata nel capitolo 5.4. In ogni caso la muratura armata, che può essere fondamentale in zone ad alta sismicità, è trattata in modo marginale. Merita alcune indicazioni di dettaglio sulla armatura minima, sulla posizione e frequenza delle armature che siano di supporto per una tecnica costruttiva che contribuisce efficacemente al miglioramento della duttilità degli edifici in muratura
A.4	Appare del tutto nuova, e senza riscontro nella letteratura tecnica, l'esplicitazione di un coefficiente legato alle incertezze del modello di calcolo $\gamma_{Rd}$ . Che la sua definizione sia poi rimandata a trattativa tra Progettista e Committente appare ben poco probabile e forse anche inopportuno, specie se ci si riferisce ad opere di importanza corrente, quali gli edifici in muratura. Parrebbe che anche una norma di tipo prestazionale non dovesse lasciare dubbi o indefinizioni circa i livelli di sicurezza delle costruzioni.
A.5	La concreta applicabilità dei principi generali enunciati in merito alle costruzioni in zona sismica si ha solo con la parallela coesistenza dell'Ordinanza: andrebbe più chiaramente esplicitato il rinvio a questa. Poiché il punto 5.7 porta per titolo "Particolari prescrizioni per la progettazione in presenza di azioni sismiche", sembra che si distingua ancora fra zone sismiche e zone non sismiche; mentre più esatto sarebbe "Progettazione in zone di sismicità 1,2,3"

## B – Osservazioni specifiche

N.	PARAGRAFO	PAG.	OSSERVAZIONE
B.1	5.4.1. definizioni	181	gli elementi “orizzontali” delle costruzioni in muratura possono essere anche in legno e non è detto che debbano essere proprio “orizzontali” infatti al punto 5.4.4 ammette le volte e le falde inclinate
B.2	5.4.2.2. elementi resistenti in muratura	181	<p>Gli elementi da muratura possono essere solo a fori verticali.</p> <p>Questa prescrizione limita le possibilità di ricerca su migliori tipologie di prodotto, sia dal punto di vista termico che acustico. Va anche rilevato che la muratura in elementi a fori orizzontali ha costituito gran parte delle costruzioni in muratura negli anni 50/60 senza dare origine a danni. In alcune regioni (ad esempio Sardegna) è ancora diffusa.</p> <p>Mancano indicazioni su valori minimi di resistenza, che è invece opportuno mantenere a favore della sicurezza.</p> <p>Non sono indicati i valori minimi di spessore di pareti e di setti. Questo, specie negli elementi in laterizio, può portare all’uso di elementi fragili e quindi non idonei per le costruzioni in un territorio ormai tutto classificato sismico.</p>
B.3	5.4.2.2. elementi resistenti in muratura	181	<p>Foratura degli elementi resistenti: non sono contemplati i fori degli elementi resistenti realizzati appositamente per la formazione di pilastri gettati in opera all’interno dello spessore della muratura (“blocchi cassero”).</p> <p>Non sono definiti i fori di presa. Una applicazione letterale della norma potrebbe escluderli (sono infatti definiti i soli fori con dimensiona massima di 9, 12, 15 cm<sup>2</sup>), mentre sono ancora importanti ai fini ergonomici.</p> <p>Non esiste limite differenziato di impiego di elementi forati strutturali per zone a bassa o più alta sismicità. Il limite è, infatti, fissato ad una foratura del 55%, come in precedenza in zona “non sismica” (D.M. 20/11/87).</p> <p>Si propone di limitarne l’uso di detti elementi alla Zona 4, sempre che per tali zone le Regioni consentano la progettazione “non sismica”.</p> <p>Il punto 5.4.2.2 indica l’adesività malta/laterizio, rimandando al capitolo 11.9., che diventa quindi parametro da dichiarare nella marcatura CE, al momento non richiesto dalla normativa vigente. Occorrerebbe precisare che si può fare riferimento a</p>

			valori di letteratura.
B.4	5.4.2.3. murature	182	La definizione della muratura a doppio paramento non è chiara, anche se “benvenuta”. Tuttavia nella trattazione della muratura non si fa più alcun accenno alla diversa trattazione statica della muratura a doppio paramento.
B.5	5.4.4 organizzazione strutturale	184	Non pare chiaro il riferimento agli “opportuni accorgimenti” per evitare gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei ai solai stessi.  La snellezza è limitata a $\rho = 20$ . In precedenza era $\rho=20$ in zona ordinaria, con calcolo strutturale (D.M. 20/11/87), e limitata, comunque, in zona sismica a 12 per muratura normale e 14 per muratura armata. Si propone di conservare le precedenti limitazioni  E’ qui previsto che il collegamento tra la fondazione e la struttura in elevazione sia di norma realizzato con un cordolo in calcestruzzo armato, mentre lo stesso cordolo non è richiamato al capitolo 5.7.11.4 “Particolari costruttivi” relativi agli edifici in muratura sottoposti ad azioni sismiche
B.6	5.4.5 analisi strutturale	185	“per edifici con altezza maggiore di 10 m ...” sarebbe opportuno definire dove vada misurata detta altezza (in gronda o al colmo?) e se debbano essere consideranti i vani tecnici o no.
B.7	5.4.5 analisi strutturale	185	Non risulta chiaro il significato della affermazione: “per edifici con altezza maggiore di 10 m deve essere valutata anche la variazione del carico assiale prodotta dalle azioni orizzontali”
B.8	5.4.5.1 le azioni e le loro combinazioni	186	Non risulta chiara l’affermazione che $\psi_{0i}$ è da determinarsi sulla base “di considerazioni statistiche”, sembrerebbe più giusto fosse qui chiaramente indicato
B.9	5.4.5.1 le azioni e le loro combinazioni	186	cambia in modo abbastanza sostanziale la definizione delle combinazioni dei carichi, in particolare per quanto riguarda i coefficienti $\psi_{1i}$ e $\psi_{2i}$ : ci si riserva di valutare gli effetti pratici sui dimensionamenti e la coerenza degli altri limiti imposti
B.10	5.4.5.1 le azioni e le loro combinazioni	186	Non è chiaro il rimando al capitolo 5.1 per gli $\psi_{1i}$ e $\psi_{2i}$ : se sono quelli di tabella 5.1-III e 5.1-VII sarebbe meglio un riferimento più preciso
B.11	5.4.6.1 resistenza di progetto	188	a fronte di una modesta riduzione del $\gamma_m$ (è 2 e 2,5, prima era 3) si nota l’introduzione, decisamente “pesante” del coefficiente “di modello”, $\gamma_{Rd}$ , che nel metodo alle tensioni, risulta di una severità poco sostenuta dalla pratica esperienza (anche dopo sismi

			non trascurabili) circa il comportamento delle costruzioni in muratura; per gli stati limite ci si riserva di poter effettuare confronti numerici.
B.12	5.4.6.1 resistenza di progetto	188	valore di $\gamma_m$ : appare troppo ridotto il margine di differenza tra blocchi di I categoria ( $\gamma_m=2$ ) e blocchi di II categoria ( $\gamma_m=2,5$ ): si propone $\gamma_m=3$ per blocchi di II categoria, come per altro, suggerito dall'EC 6.
B.13	5.4.6.2.3 verifiche a taglio per azioni nel piano del muro	190	Pare che ci sia una svista, infatti $\beta$ dovrebbe valere 1 se $e_1 \leq 1/6$ e non $e_1 \leq 1/3$
B.14	5.4.6.2.4. carichi concentrati	190	$\beta_c$ "...coefficiente di amplificazione per carichi concentrati ..." meglio dire "coefficiente di amplificazione della resistenza del muro soggetto a carichi concentrati ..."
B.15	5.4.6.2.4. carichi concentrati	190	Non risulta chiaro se, nel caso i blocchi <u>non</u> siano di Categoria I, il coefficiente $\beta$ <u>possa</u> (o <u>debba</u> ) essere assunto uguale a 1?
B.16	5.4.6.3.2 verifiche a taglio per azioni nel piano del muro	193	per le verifiche a taglio non è chiaro perché si modifichi in senso riduttivo il coefficiente a denominatore (nel DM '87 c'era un 5 a denominatore, adesso varia tra 2,4 e 4)
B.17	5.7.7.1.1	204	Pare necessario un chiaro rinvio al punto/documento in cui si possano reperire i valori dei coefficienti $K_\alpha$ $K_D$ $K_R$
B.18	5.7.11 prescrizioni particolari per edifici in muratura	209	Non è chiaro perché per edifici in muratura il titolo indichi "prescrizioni particolari" mentre per gli altri edifici no
B.18 b	5.7.11.2 Analisi strutturale	209	Il testo dice: "...le verifiche fuori dal piano potranno essere effettuate separatamente e per esse potranno essere adottate le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali", tuttavia non sembra di trovare riscontro nel testo in merito alla definizione delle forze equivalenti stesse
B.19	5.7.11.3 verifiche di sicurezza	209	Pare che sia necessario integrare con: <ul style="list-style-type: none"> <li>- la definizione di <math>\gamma_m</math> in caso sismico</li> <li>- resistenza minima a compressione verticale ed orizzontale</li> <li>- spessore e snellezze minime</li> <li>- percentuale di foratura massima</li> </ul>
B.20	5.7.11.4 particolari costruttivi	210	Negli incroci delle murature ci devono essere sempre previste "zone di parete muraria di lunghezza adeguata ad evitare le vulnerabilità locali ...". Sarebbe meglio dare una indicazione per la muratura normale e non porre la prescrizione, invece, per la muratura armata.
B.20	5.7.11.4 particolari costruttivi	210	"Nel caso di muratura armata le armature verticali ed

			<p>orizzontali di rinforzo vengono dimensionate in analogia con quanto previsto per gli elementi in calcestruzzo armato.....”</p> <p>La muratura armata prevede anche la posa di armatura orizzontale tra i corsi e detta armatura (longitudinale o a traliccio) non pare direttamente dimensionabile in analogia ai quanto previsto per gli elementi in calcestruzzo armato</p>
B.21	5.7.11.4 particolari costruttivi	210	Il comportamento della muratura armata non è esattamente quello del calcestruzzo armato e di conseguenza sarebbe opportuno fissare anche dei limiti massimi e minimi di armatura
B.22	tabella 11.9.I	387	Si dovrebbe integrare con il riferimento anche alla EN771-6 (per la pietra naturale)
B.23	tabella 11.9.II	388	A nostro parere deve essere reso obbligatorio dichiarare anche la percentuale di foratura e la massa volumica netta: la prima è fondamentale per l' idoneità dell' elemento per muratura portante e per muratura portante in zona sismica, la seconda è necessaria per qualificare l' elemento resistente che abbia, oltre a prestazioni meccaniche, anche prestazioni termiche (blocchi in calcestruzzo ed elementi in laterizio alleggeriti).
B.24	tabella 11.9.IV		<p>Le malte strutturali possono essere solo prodotte con sistema di controllo 2+.</p> <p>Questo significa in pratica l'obbligo delle malte premiscelate in quanto il controllo 2+ non è proponibile in cantiere.</p> <p>La scelta può essere condivisa ma l' impatto economico sarà certamente rilevante.</p>
B.25	11.9.4 malte per muratura	390	<p>Sono previste malte da 20, 25 ed oltre 25 N/mm<sup>2</sup> ma le tabelle per ricavare <math>f_k</math> e <math>f_{vko}</math> si limitano a M15, è quindi indispensabile la sperimentazione per usare M20?</p> <p>Le classi della malta variano da M2,5 a M20 ed è prevista una Md con valori superiori da dichiarare.</p> <p>Se M2,5 è il limite inferiore non è chiaro il perché si specifichi invece: “non sono consentite malte con resistenza <math>\leq 1</math> N/mm<sup>2</sup>”</p>
B.26	tabella 11.9. VI $f_k$	392	per effetto dell'aggiornamento della classificazione delle malte l' $f_k$ di una muratura con gli stessi elementi che si poteva considerare con una malta M1 (12 N/mm <sup>2</sup> ) adesso sembra raggiungibile solo con una malta M15: questa risulta una ulteriore penalizzazione a livello progettuale, forse non del tutto valutata e non trascurabile nell'insieme degli aggiornamenti introdotti
B.27	tabella 11.9-VII $f_k$ per murature	392	è una novità, per le murature in elementi artificiali

	naturali		erano a suo tempo state richieste, e discusse, numerose prove sperimentali, ci si chiede se ciò è stato fatto anche per le murature con elementi naturali
B.28	tabella 11.9-IX $f_{vk0}$ per blocchi in calcestruzzo	393	in talune pubblicazioni del DM '87 è riportato il valore 0,3 (>3, M15) e non 0,2, si dovrebbe verificare l'originale
B.29	tabella 11.9.-X $f_{vk0}$ per naturali	394	vedi osservazione B.27

### C – Osservazioni di carattere puramente editoriale

C.1	tabella 5.4.Ib	182	correggere la dimensione dei fori in 0,10 A e 0,15 A
C.2	5.4.5.1 le azioni e le loro combinazioni	186	$\gamma_p = 1$ non pare relativo al contesto
C.3	ultime 2 righe pag 394	394	eliminare

### D – Osservazioni sui solai

N.	OSSERVAZIONE
D.1	Lo spessore minimo dei solai è stato portato a 15 cm, indipendentemente dal fatto che siano o meno di semplice copertura. In pratica , poiché lo spessore minimo delle pignatte è di 12 cm, lo spessore minimo, compresa la soletta diventa di 16 cm. Se ne può prendere atto, a favore di una minore deformabilità.
D.2	Non c'è distinzione fra elementi di alleggerimento e elementi collaboranti, anzi si dice che “i laterizi in blocchi hanno funzione di alleggerimento” ed è quindi obbligatoria la soletta di 4 cm. Vanno riprese le indicazioni del D.M. 9 gennaio 1996 in quanto il solaio di tipo b) rappresenta una significativa parte della produzione di solai in laterizio.
D.3	Non ci sono limiti per la percentuale di foratura dei blocchi, né per lo spessore di pareti e setti. Poiché il blocco da solaio già oggi ha forature decisamente più elevate dei materiali da muro, è inopportuno lasciare ulteriori libertà.
D.4	Va indicato il rapporto luce/spessore, necessario anche solo ai fini di predimensionamento.
D.5	Mancano indicazioni su valori minimi di resistenza, anche a punzonamento
D.6	Distacco di parti laterizie: l'introduzione della condizione “ ....ovvero a seguito di aumenti di temperatura” può influenzare negativamente i progettisti ai fini della resistenza al fuoco e sarebbe opportuno, per ora, eliminarla.
D.7	Non c'è nessuna indicazione riguardo alla certificazione annuale. In assenza (ancora) di una norma europea di prodotto, è opportuno confermarla.

Proposta ANDIL di testo per solai in laterocemento



## **ANDIL – SEZIONE SOLAI**

### **Proposta di norma sui solai inserita nel T.U.**

*La presente proposta di integrazione del Testo Unico sulle costruzioni, riguarda la parte sui solai in laterocemento e nasce da importanti motivazioni, anche di natura industriale, che inducono a cercare una formulazione della norma italiana che sia in accordo con i principi base su cui si sviluppano i progetti di normativa europea prEN 15037/1 e prEN 15037/2, relativi a solai prefabbricati in c.a. con blocchi in laterizio, cemento o altro materiale, che attualmente costituiscono la tipologia di solai maggiormente utilizzata.*

*In tali progetti di normativa è riconosciuta la possibilità per il progettista di considerare il contributo dei blocchi semiresistenti, riconducibili alla categoria A dalla norma italiana, sia nella resistenza ultima a taglio del solaio che nella rigidezza dello stesso. Nel calcolo del contributo a taglio dei blocchi non viene richiesto che i blocchi siano sfalsati, come sperimentazioni attualmente in corso effettuate dall'ANDIL presso il Politecnico di Bari sembrano confermare. Viene contemplato l'utilizzo di blocchi resistenti, riconducibili alla categoria B dalla norma italiana, per la realizzazione di solai a soletta rasata ed è considerato il contributo degli stessi alla resistenza ultima a flessione dei solai. Tale categoria di solai, opportunamente armata tramite catene trasversali, è contemplata anche in zona sismica (in casi di non rilevante impegno statico). A tal proposito si ricorda che l'Eurocodice 8 non contiene alcuna prescrizione sulle tipologie di solaio da preferire in zona sismica.*

*Un'ulteriore importante prescrizione contenuta nei progetti di normativa sopra citati e recepita nel testo che segue, è la richiesta di dotare tutte le categorie di blocchi di una resistenza minima a punzonamento, anche in presenza di un cassero continuo in fase di realizzazione..*

*Nel testo che segue si è ritenuto infine opportuno ricercare una maggiore continuità con il D.M. 01/01/96, che a tutt'oggi è considerato un riferimento più che valido dai tecnici e dalle industrie del settore.*

### **5.1.9. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI**

#### **a) generalità**

**Si intendono per solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento monodirezionale.**

Nel presente capitolo sono trattati esclusivamente i solai realizzati in c.a. e in c.a.p. **o i solai** misti in c.a. e c.a.p. e blocchi in laterizio od in altri materiali. Vengono considerati sia i solai eseguiti in opera che quelli formati dall'associazione di elementi prefabbricati.

Per tutti i solai valgono le prescrizioni già date nei capitoli precedenti per le opere in c.a. ed in c.a.p. con particolare riguardo alle prescrizioni per gli elementi inflessi.

#### **b) Classificazione**

Si distinguono le seguenti categorie di solai

- I) i solai in getto pieno in c.a. od in c.a.p.
- II) solai misti in c.a., c.a.p. e blocchi interposti di alleggerimento, **semiresistenti o resistenti**, in laterizio (**vedi 5.1.9.1.**) o altro materiale (**vedi 5.1.9.2.**), **o interposti di semplice alleggerimento** (**vedi 5.1.9.2.1.c**)
- III) solai realizzati dalla associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti

di completamento.

Per i solai del tipo I) valgono integralmente le prescrizioni dei precedenti capitoli e non occorrono norme aggiuntive.

I solai del tipo II) sono soggetti rispettivamente anche alle norme complementari riportate nei successivi capitoli 5.1.9.1. e 5.1.9.2.

I solai del tipo III) sono soggetti anche alle norme complementari riportate in 5.1.9.1 e 5.1.9.2. in quanto applicabili, e a quelle riportate in 5.1.9.3.

### 5.1.9.1. Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio.

#### 5.1.9.1.1. CLASSIFICAZIONE

I solai misti in cemento armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio si distinguono nelle seguenti categorie:

- a) solai con blocchi semi-resistenti, (categoria A), che partecipano al trasferimento dei carichi alle nervature. In unione con il calcestruzzo di completamento essi possono contribuire alla resistenza finale del sistema, (partecipazione alla resistenza alle forze di taglio, aumento della rigidità flessionale). Comunque le loro parti (flange) superiori ed inferiori non possono agire come zone compresse nel sistema finale.
- b) solai con blocchi resistenti, (categoria B), aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato. I blocchi hanno la medesima funzione dei blocchi di categoria A) ma le loro parti superiore o inferiore, (flange), se rinforzate, possono, sotto determinate condizioni, giocare un parziale ruolo come zona compressa nel sistema finale

In entrambi i casi, la resistenza allo stato limite ultimo è affidata al conglomerato cementizio ed alle armature di acciaio ordinarie e/o precomprese

#### 5.1.9.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI

I blocchi di cui al punto 5.1.9.1.1.b) devono essere conformati in modo che nel solaio in opera sia assicurata con continuità la trasmissione degli sforzi dall'uno all'altro elemento.

~~Nel caso si richieda al laterizio il concorso alla resistenza agli sforzi tangenziali, si devono usare elementi monoblocco disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati tra loro.~~ In ogni caso, ove sia prevista una soletta di conglomerato staticamente integrativa di altra in laterizio, quest'ultima deve avere forma e finitura tali da assicurare la solidarietà ai fini della trasmissione degli sforzi tangenziali.

Per entrambe le categorie il profilo dei blocchi delimitanti la nervatura di conglomerato da gettarsi in opera non deve presentare risvolti che ostacolino il deflusso di calcestruzzo e restringano la sezione delle nervature stesse sotto i limiti stabiliti in 5.1.9.1.4.5.

#### 5.1.9.1.3. REQUISITI DI IMPIEGO DEI BLOCCHI E CONTROLLI

##### 5.1.9.1.3.1 *Caratteristiche geometriche dei blocchi.*

Lo spessore delle pareti orizzontali compresse non deve essere minore di 8 mm, quello delle pareti perimetrali non minore di 8 mm, quello dei setti non minore di 7 mm.

Tutte le intersezioni dovranno essere raccordate con raggio di curvatura, al netto delle tolleranze, maggiore di 3 mm.

Si devono adottare forme semplici, caratterizzate da setti rettilinei ed allineati, per lo più continui, particolarmente in direzione orizzontale, con setti con rapporto spessore/lunghezza il più possibile uniforme.

Il rapporto fra l'area complessiva dei fori e l'area lorda delimitata dal perimetro della sezione del blocco non deve risultare superiore a  $0,6 + 0,625 h$ , ove  $h$  è l'altezza del blocco in metri, con un massimo del 75%.

Le parti collaboranti dei blocchi, (zone rinforzate), devono avere le seguenti caratteristiche:

- possedere spessore non minore di 1/5 dell'altezza, per solai con altezza fino a 25 cm, non minore di 5 cm per solai con altezza maggiore;
- avere area effettiva dei setti e delle pareti, misurata in qualunque sezione normale alla direzione dello sforzo di compressione, non minore del 50% della superficie lorda.
- Non essere interessate da fessurazione

#### 5.1.9.1.3.2. Caratteristiche fisico-meccaniche

La resistenza caratteristica a compressione, determinata secondo le prescrizioni del cap. 11, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature deve risultare non minore di:

- 30 N/mm<sup>2</sup> nella direzione dei fori;
- 15 N/mm<sup>2</sup> nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio, per i blocchi di cui al 5.1.9.1.1. b);

e di:

- 15 N/mm<sup>2</sup> nella direzione dei fori;
- 5 N/mm<sup>2</sup> nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio, per i blocchi di cui al 5.1.9.1.1.a).

La resistenza caratteristica a trazione per flessione determinata secondo il cap. 11, deve essere non minore di:

- 10 N/mm<sup>2</sup> per i blocchi di categoria B),

e di:

- 7 N/mm<sup>2</sup> per i blocchi di Categoria A).

In assenza di cassero continuo inferiore durante la fase di armatura e getto tutti i blocchi devono resistere ad un carico concentrato, applicato nel centro della faccia superiore (su un'area di 5×5 cm<sup>2</sup>) non inferiore a 1,5 kN. La prova va effettuata secondo le modalità indicate nel cap. 11.

Il modulo elastico del laterizio non deve essere superiore a: 25 kN/mm<sup>2</sup>.

Il coefficiente di dilatazione lineare del laterizio deve essere:

$$\alpha \geq 6 \cdot 10^{-6} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$$

Il valore della dilatazione per umidità misurata secondo quanto stabilito nel cap. 11, deve essere minore di  $4 \cdot 10^{-4}$ .

In assenza di norme europee armonizzate, ai sensi del D.P.R. 246/93, i requisiti degli elementi laterizi, di cui al presente articolo, devono essere controllati mediante prove su blocchi di produzione corrente certificate da laboratori ufficiali, con frequenza almeno annuale.

#### 5.1.9.1.4 REGOLE DI PROGETTAZIONE

##### 5.1.9.1.4.1. Verifiche.

Le tensioni limite in esercizio per combinazioni rare nel conglomerato e nelle armature metalliche sono quelle prescritte nei capitoli precedenti.

Per il laterizio, nei solai di cui al punto 5.1.9.1.1.b);, la compressione in esercizio per combinazioni rare non deve superare 6,5 N/mm<sup>2</sup> per gli sforzi agenti nella direzione dei fori, e 4 N/mm<sup>2</sup> per sforzi in direzione normale ad essi, sempre che, in questo secondo caso, il tipo costruttivo lo giustifichi.

Sono anche ammesse verifiche agli stati limite fondati su prove di strutture o di elementi campioni di serie secondo quanto indicato al punto 5.1.5.1.

##### 5.1.9.1.4.2. Spessore minimo dei solai.

Lo spessore dei solai a portata unidirezionale che non siano di semplice copertura non deve essere minore di 1/25 della luce di calcolo ed in nessun caso minore di 15 cm.

Per i solai costituiti da travetti precompressi e blocchi interposti il predetto limite può scendere ad 1/30.

Le deformazioni devono risultare compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.

#### **5.1.9.1.4.3 Modulo elastico di calcolo.**

Nel calcolo delle reazioni iperstatiche il modulo di elasticità del laterizio, in mancanza di determinazioni dirette, può assumersi pari a  $20 \text{ kN/mm}^2$ .

#### **5.1.9.1.4.4. Spessore minimo della soletta.**

Nei solai di cui al punto **5.1.9.1.1.a)**, lo spessore minimo del calcestruzzo della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm.

Nei solai di cui al punto **5.1.9.1.1.b)**, può essere omessa la soletta di calcestruzzo e la zona rinforzata di laterizio (**flangia**), per altro sempre rasata con calcestruzzo, può essere considerata collaborante.

#### **5.1.9.1.4.5. Larghezza ed interasse delle nervature.**

La larghezza minima delle nervature in calcestruzzo per solai con nervature gettate o completate in opera non deve essere minore di  $1/8$  dell'interasse e comunque non inferiore a 8cm

Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli di solaio completi controllati come previsto al punto **5.1.9.1.4.1**, il predetto limite minimo potrà scendere a 5 cm.

L'interasse delle nervature non deve in ogni caso essere maggiore di 15 volte lo spessore medio della soletta. Il blocco interposto deve avere dimensione massima inferiore a 52 cm .

**Possono considerarsi appartenenti alle nervature ai fini del calcolo le pareti di laterizio formanti cassero, sempre che sia assicurata l'aderenza fra i due materiali.**

Per produzioni di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, la larghezza collaborante potrà essere determinata con la sperimentazione di cui al punto **5.1.5.1**

#### **5.1.9.1.4.6. Armatura trasversale.**

La soletta gettata in opera, di spessore non inferiore a 4 cm, deve essere munita di armatura pari almeno a  $3 \text{ } \Phi 6$  al metro o al 20% di quella longitudinale nell'intradosso del solaio.

Particolare attenzione deve essere dedicata alle parti laterizie, specialmente in dipendenza di sforzi trasversali anche di carattere secondario.

In assenza di soletta in calcestruzzo (solaio rasato), per luci superiori a 4,0 m, è necessaria l'adozione di almeno una nervatura trasversale **con armatura pari a  $4 \text{ } \Phi 12$  e staffe  $\Phi 8$  ogni cm 20.**

Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, la capacità di ripartizione trasversale potrà essere garantita anche a mezzo di altri dispositivi la cui efficacia è da dimostrarsi con idonee prove sperimentali.

#### **5.1.9.1.4.7. Armatura longitudinale.**

**Per i solai in c.a. normale** l'armatura longitudinale deve essere superiore a:

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,07 h \text{ cm}^2 \text{ al metro}$$

ove  $h$  è l'altezza del solaio espressa in cm.

#### **5.1.9.1.4.8. Armatura per il taglio.**

Nelle condizioni previste nel punto **5.1.2.1.6.1**, può non disporsi armatura per il taglio.

Quando invece occorra far ricorso ad una armatura per il taglio, non è ammesso tener conto della collaborazione delle pareti laterali di laterizio ai fini della valutazione della sollecitazione tangenziale.

#### **5.1.9.1.4.9. Armature di collegamento agli appoggi**

In corrispondenza degli appoggi dei solai si dovrà disporre una armatura inferiore incorporata o aggiuntiva, convenientemente ancorata, di sezione tale da essere in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio.

#### **5.1.9.1.5. ESECUZIONE**

##### **5.1.9.1.5.1 Protezione delle armature.**

Nei solai, la cui armatura è collocata entro scanalature **del blocco di laterizio**, qualunque superficie metallica deve risultare contornata in ogni direzione da uno spessore minimo di 5 mm di malta cementizia.

Per armatura collocata entro nervatura, le dimensioni di questa devono essere tali da consentire il rispetto dei seguenti limiti:

- distanza netta tra armatura e blocco  $\geq 8$  mm;
- distanza netta tra armatura ed armatura  $\geq 10$  mm.

##### **5.1.9.1.5.2 Bagnatura degli elementi.**

Prima di procedere ai getti i laterizi devono essere convenientemente bagnati.

##### **5.1.9.1.5.3 Caratteristiche degli impasti per elementi prefabbricati.**

Devono impiegarsi malte cementizie con dosature di legante non minori a  $450 \text{ kg/m}^3$  di cemento e conglomerati con  $R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$ .

##### **5.1.9.1.5.4. Blocchi.**

Gli elementi con rilevanti difetti di origine o danneggiati durante la movimentazione dovranno essere eliminati.

##### **5.1.9.1.5.5. Allineamenti e forzature.**

Si dovrà curare il corretto allineamento dei blocchi evitando la forzatura dei blocchi interposti tra i travetti prefabbricati.

##### **5.1.9.1.5.6. Calcestruzzi per i getti in opera.**

Si dovrà studiare la composizione del getto in modo da evitare rischi di segregazione o la formazione di nidi di ghiaia e per ridurre l'entità delle deformazioni differite.

Il diametro massimo degli inerti impiegati non dovrà superare  $1/5$  dello spessore minimo delle nervature né la distanza netta minima tra le armature.

Il getto deve essere costipato in modo da garantire l'avvolgimento delle armature e l'aderenza sia con i blocchi sia con eventuali altri elementi prefabbricati.

##### **5.1.9.1.5.7. Modalità di getto.**

Per rendere efficace quanto indicato ai punti precedenti occorre con opportuni provvedimenti eliminare il rischio di arresto del getto al livello delle armature.

##### **5.1.9.1.5.8. Solidarizzazione tra intonaci e superfici di intradosso.**

Qualora si impieghino materiali d'intonaco cementizi aventi resistenza caratteristica a trazione superiore ad  $1 \text{ N/mm}^2$  dovranno adottarsi spessori inferiori ad 1 cm o predisporre armature di sostegno e diffusione opportunamente ancorate nelle nervature.

### 5.1.9.1.6. SOLAIO CON TRAVETTI PRECOMPRESSI PREFABBRICATI E BLOCCHI DI LATERIZIO. DISPOSIZIONI AGGIUNTIVE

#### 5.1.9.1.6.1. Elementi con armatura pre-tesa.

Per elementi con armatura pre-tesa è ammessa la deroga all'obbligo di disporre la staffatura minima prevista

#### 5.1.9.1.6.2. Criteri di calcolo.

Per la sezione in campata, oltre alle verifiche agli stati limite ultimi fondate sul calcolo sono anche ammesse verifiche fondate su prove di elementi prefabbricati di serie secondo quanto indicato al punto 5.1.5.1.

Per le strutture parzialmente gettate in opera può omettersi la staffatura di collegamento quando la tensione tangenziale media in esercizio per combinazioni rare tra l'elemento prefabbricato e il conglomerato gettato in opera risulti inferiore a  $0,3 \text{ N/mm}^2$  per le superfici di contatto lisce e  $0,45 \text{ N/mm}^2$  per superfici scabre.

In corrispondenza al lembo superiore dei travetti sono consentite in esercizio trazioni pari a  $f_{ctm}$

#### 5.1.9.1.6.3. Getti in opera.

I travetti privi di armature a taglio devono essere integrati sugli appoggi da getti in opera armati secondo quanto previsto al punto 5.1.9.1.4.9., salvo che per gli elementi di solai di copertura poggianti su travi e dotati di adeguata lunghezza di appoggio.

Tali collegamenti, se destinati ad assicurare continuità strutturale agli appoggi, dovranno essere verificati secondo le disposizioni relative al conglomerato cementizio armato normale, verificando altresì le condizioni di aderenza fra getti in opera e travetti, secondo i criteri indicati nel punto precedente.

### 5.1.9.2. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio.

#### 5.1.9.2.1. CLASSIFICAZIONE E PRESCRIZIONI GENERALI.

I blocchi con funzione principale di alleggerimento, possono essere realizzati anche con materiali diversi dal laterizio (calcestruzzo normale sagomato, calcestruzzo leggero di argilla espansa, materie plastiche, elementi organici mineralizzati ecc.).

Il materiale dei blocchi deve essere stabile dimensionalmente e incombustibile

Ai fini statici si distinguono tre categorie di blocchi per solaio:

- a) solai con blocchi semi-resistenti, (categoria A), che partecipano al trasferimento dei carichi alle nervature. In unione con il calcestruzzo di completamento essi possono contribuire alla resistenza finale del sistema, (partecipazione alla resistenza alle forze di taglio, aumento della rigidezza flessionale). Comunque le loro parti (flange) superiori ed inferiori non possono agire come zone compresse nel sistema finale.
- b) solai con blocchi resistenti, (categoria B), aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato. I blocchi hanno la medesima funzione dei blocchi di categoria A) ma le loro parti superiore o inferiore, (flange), se rinforzate, possono, sotto determinate condizioni, giocare un parziale ruolo come zona compressa nel sistema finale
- c) solai con blocchi di semplice alleggerimento.

In ogni caso, la resistenza allo stato limite ultimo è affidata al conglomerato cementizio ed alle armature di acciaio ordinarie e/o precomprese

Salvo contraria indicazione nel seguito valgono le prescrizioni generali e le prescrizioni di progettazione e di esecuzione riportate in 5.1.9.1.

#### **5.1.9.2.2. BLOCCHI SEMIRESISTENTI E RESISTENTI, (CAT. A E B).**

Devono avere modulo elastico superiore a  $8 \text{ kN/mm}^2$  ed inferiore a  $25 \text{ kN/mm}^2$ .

Devono essere totalmente compatibili con il conglomerato con cui collaborano sulla base di dati e caratteristiche dichiarate dal produttore e verificate dalla Direzione dei lavori. Devono soddisfare a tutte le caratteristiche fissate nel capitolo 5.1.9.1. per i blocchi in laterizio di cui ai punti 5.1.9.1.1 a) e b).

In assenza di norme europee armonizzate, ai sensi del D.P.R. 246/93, i requisiti degli elementi da solaio di cui al presente articolo, devono essere controllati mediante prove su blocchi di produzione corrente certificate da laboratori ufficiali, con frequenza almeno

#### **5.1.9.2.3. BLOCCHI SEMIRESISTENTI.**

Hanno modulo elastico inferiore ad  $8 \text{ kN/mm}^2$  e devono svolgere funzioni di solo alleggerimento.

Solai con blocchi non collaboranti richiedono necessariamente una soletta di ripartizione, dello spessore minimo di 5 cm, armata opportunamente e dimensionata per la flessione trasversale. Il profilo e le dimensioni dei blocchi devono essere tali da soddisfare le prescrizioni dimensionali imposte nel capitolo 5.1.9.1. per i blocchi in laterizio non collaboranti.

#### **5.1.9.2.4. RESISTENZA AL PUNZONAMENTO.**

In assenza di cassero continuo inferiore durante la fase di armatura e getto i blocchi di qualunque tipo devono resistere ad un carico concentrato, applicato al centro della faccia superiore (su un'area di  $5 \times 5 \text{ cm}^2$ ), non inferiore a 1,5 kN.

La prova va effettuata secondo le modalità indicate nel cap.11.

#### **5.1.9.2.5. VERIFICHE DI RISPONDENZA.**

Le caratteristiche dei blocchi devono essere controllate mediante prove certificate da Laboratori Ufficiali secondo le norme del capitolo 11, con frequenza almeno annuale.

#### **5.1.9.2.6. SPESSORI MINIMI.**

Per tutti i solai, così come per i componenti collaboranti, lo spessore delle singole parti di calcestruzzo contenenti armature di acciaio non potrà essere inferiore a 4 cm.

#### **5.1.9.3. Norme complementari relative ai solai realizzati con l'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento.**

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui ai punti 5.1.1., 5.1.2., 5.1.7.

Oltre a quanto indicato nei precedenti capitoli relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere autoportanti e provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti accostati sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati e la cui efficacia sia stata preliminarmente certificata mediante prove sperimentali.

Quando si voglia realizzare un comportamento bidimensionale a piastra è necessario che il solaio così composto abbia dei componenti strutturali ortogonali alla direzione dell'elemento resistenti alle sollecitazioni di flessione, taglio e torsione.

Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 4 cm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia

incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento. Particolare attenzione va posta all'assorbimento degli sforzi di taglio, nelle sezioni terminali di appoggio, mediante armature longitudinali. E' obbligatorio il calcolo delle deformazioni (frecce e rotazioni) per i carichi permanenti di lunga durata e per i carichi accidentali che dimostrino che il solaio sia idoneo a preservare l'integrità degli elementi portanti e di avere prestazioni di esercizio, anche dinamiche, compatibili per l'uso.

#### 5.1.9.3.1. ALTEZZA MINIMA DEL SOLAIO.

L'altezza minima del solaio va determinata con riferimento alle dimensioni finali di esercizio e non riguarda le dimensioni degli elementi componenti nelle fasi di costruzione.

L'altezza minima non può essere inferiore a 10 cm.

Nel caso di solaio vincolato in semplice appoggio monodirezionale, il rapporto tra luce di calcolo del solaio e spessore del solaio stesso non deve essere superiore a 25.

Per solai costituiti da pannelli piani, pieni od alleggeriti, prefabbricati precompressi (tipo III), senza soletta integrativa, in deroga alla precedente limitazione, il rapporto sopra indicato può essere portato a 35.

Per i solai continui, in relazione al grado d'incastro o di continuità realizzato agli estremi, tali rapporti possono essere incrementati fino ad un massimo del 20%.

È ammessa deroga alle prescrizioni di cui sopra qualora i calcoli condotti con riferimento al reale comportamento della struttura (messa in conto dei comportamenti non lineari, fessurazione, affidabili modelli di previsione viscosa, ecc.) anche eventualmente integrati da idonee sperimentazioni su prototipi, documentino che l'entità delle frecce istantanee e a lungo termine non superino i limiti seguenti:

- a) freccia istantanea dovuta alle azioni permanenti  $G_k$  e a tutte quelle variabili  $Q_{ik}$

$$f_{ist} \leq \frac{l}{1000}$$

- b) freccia a tempo infinito dovuto alle azioni permanenti  $G_k$  e ad 1/3 di tutte quelle variabili  $Q_{ik}$

$$f_{\infty} \leq \frac{l}{500}$$

Le deformazioni devono risultare in ogni caso compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.

---

---

## 11.10. ELEMENTI IN LATERIZIO DA SOLAIO

In attesa di relativa norma europea armonizzata, della serie EN, ai sensi del D.P.R. n.246/93, gli elementi di alleggerimento devono essere controllati per quanto riguarda la resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei fori, la resistenza caratteristica a compressione nella direzione ortogonale ai fori, la resistenza a punzonamento flessione.

Per queste e le altre caratteristiche tecniche si specifica quanto riportato nei paragrafi seguenti.

## 11.10.1. CONTROLLI SUI LATERIZI

### 11.10.1.1. Valutazione dei dati di prova.

Tutte le caratteristiche meccaniche di seguito specificate dovranno essere determinate presso un Laboratorio Ufficiale su un insieme di un minimo di campioni a cui possa applicarsi il metodo sotto riportato.

Nel caso in cui venga effettuata la prova su almeno 30 campioni la resistenza caratteristica viene ricavata mediante la seguente formula:

$$f_k = f_m - 1,64 s$$

nella quale è:

$f_m$  = la media aritmetica delle resistenze unitarie dei campioni;

$s$  = lo scarto quadratico medio.

Nel caso in cui il numero  $n$  dei campioni sia compreso tra 10 e 29 il coefficiente moltiplicatore di  $s$  assumerà convenzionalmente i valori  $k$  di cui alla seguente tabella.

$N$	10	12	16	20	25
$K$	2,13	2,06	1,98	1,93	1,88

In entrambi i casi qualora il valore  $s$  calcolato risultasse inferiore a  $0,08 f_m$  si dovrà introdurre nella formula questo ultimo valore.

Nel caso infine in cui la prova venga effettuata su un numero di campioni compreso fra 6 e 9 la resistenza caratteristica viene assunta pari al minimo dei seguenti due valori:

- $0,7 f_m - 2$  (N/mm<sup>2</sup>);
- il valore minimo della resistenza unitaria del singolo campione.

Per le caratteristiche fisiche (coefficiente di dilatazione termica e valore di dilatazione per umidità) si intende invece che tutti i campioni provati debbano dare valori rispettanti i limiti indicati nella normativa (punto 5.1.9.1.3.2.).

### 11.10.1.2. Metodi di prova.

#### 11.10.1.2.1 Resistenza longitudinale

Le resistenze in direzione dei fori di cui al punto 5.1.9.1.3.2. dovranno essere determinate mediante prove a compressione.

Il carico dovrà agire nella direzione dei fori e la dimensione del provino, misurata secondo tale direzione, dovrà essere pari all'altezza (dimensione dell'elemento in direzione perpendicolare al piano della struttura) del blocco, o superarla al massimo del 60%. Se necessario, si procederà al taglio del blocco stesso.

Qualora si operi su blocchi la cui larghezza ecceda i 40 cm, ciascun elemento verrà suddiviso in due parti eguali e simmetriche mediante un taglio parallelo alla direzione dei fori; le porzioni in aggetto dei setti dovranno essere eliminate. La resistenza del blocco si otterrà mediando i risultati ottenuti dalle prove sui due semiblocchi.

Le facce normali alla direzione del carico, se non preventivamente spianate con una smerigliatrice, dovranno essere corrette con un foglio di piombo dello spessore di 1 mm interposto tra il piatto della pressa e la faccia del blocco.

#### 11.10.1.2.2. Resistenza trasversale

Per la verifica della resistenza in direzione trasversale ai fori si procederà mediante lo schiacciamento di campioni costituiti da coppie di laterizi associati sui lati da una malta di gesso di spianatura (prova siamese) dello spessore massimo di 2 cm.

Il carico agirà in direzione ortogonale ai fori e le modalità della campionatura saranno simili a quelle riportate nel precedente punto 1).

#### **11.10.1.2.3. Modulo di elasticità**

La determinazione del valore del modulo elastico del laterizio avverrà nel corso delle prove di cui in b.1. procedendo al carico e scarico successivo del sistema passando dal 20 al 40% del valore minimo presuntivo di rottura, leggendo le deformazioni medie del sistema (nella fase di scarico) tramite 4 flessimetri disposti sugli spigoli della piastra di prova.

#### **11.10.1.2.4. Resistenza a trazione per flessione**

La resistenza a trazione per flessione verrà determinata su campioni, ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio, di dimensioni minime di  $30 \times 120 \times$  spessore, in millimetri.

#### **11.10.1.2.5. Resistenza a punzonamento flessione**

Le prove di punzonamento di cui al punto 5.1.9.1.3.2. dovranno avvenire secondo le seguenti modalità di prova.

Il blocco viene posato orizzontalmente su due appoggi costituiti da due tondi in acciaio, del diametro di 20 mm, con modalità analoghe a quelle che si verificano nel corso della posa in opera prima del getto del calcestruzzo.

Il carico viene applicato interponendo una piastra di legno duro avente le dimensioni di  $5 \times 5$  cm in mezzeria.

Il carico viene fatto crescere progressivamente fino a rottura.

#### **11.10.1.2.6. Coefficiente di dilatazione lineare**

Il coefficiente di dilatazione lineare verrà determinato per un salto termico tra  $70\text{ °C}$  e  $20\text{ °C}$  in ambiente con UR 25% a  $70\text{ °C}$  su almeno 3 campioni di dimensioni minime come descritto nel punto 4. Si assumerà come valore di riferimento il minore dei valori trovati.

#### **11.10.1.2.7. Dilatazione per umidità**

Il valore di dilatazione per umidità verrà misurato su almeno 4 campioni di dimensioni minime come descritte nel punto 4. La misura avverrà con le seguenti modalità.

Essiccare i provini per 24 ore a  $70\text{ °C}$ ; raffreddarli a  $20\text{ °C}$  e 65% UR; eseguire due misure a distanza di 3 ore; immergere i provini in acqua a  $20\text{ °C}$  per 90 giorni; togliere, asciugare e condizionare i provini a  $20\text{ °C}$  e 65% UR per 3 ore; eseguire due misure a distanza di 3 ore.

L'inizio della prova dovrà avvenire di regola entro 30 giorni dall'ultimazione del processo produttivo del laterizio.

Il valore di riferimento si ottiene come media dei tre valori minori ottenuti avendo quindi escluso il valore massimo.

### **11.10.2. CONTROLLI SUI BLOCCHI DIVERSI DAL LATERIZIO**

Per la valutazione delle resistenze meccaniche e della resistenza al punzonamento flessione dei blocchi di categoria A e B resistenti e semiresistenti vale quanto detto ai paragrafi **11.10.1.1;** **11.10.1.2.1;** **11.10.1.2.2;** **11.10.1.2.5.**



Commenti ACAI/C.T.A. per l'acciaio

(Capi 5.2, 5.6, 11.2.4 e varie)



**ACAI – Associazione fra i Costruttori in Acciaio Italiani**  
**CTA – Collegio dei Tecnici dell'Acciaio**

**COMMENTI ALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**  
**con particolare riferimento alle COSTRUZIONI in ACCIAIO**

**Premessa**

*Gli operatori del settore delle costruzioni metalliche si ritengono fortemente penalizzati nella realizzazione e commercializzazione di manufatti e prodotti in acciaio da alcuni aspetti rigorosamente prescrittivi (e non prestazionali) delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.*

*Qui di seguito vengono richiamati e brevemente commentati i punti più significativi che hanno creato tale disagio.*

**CAMPO DI APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE**

In nessun punto delle Norme viene chiaramente specificato quali tipologie costruttive rientrano nel suo campo di applicazione.

Occorre specificare che con il materiale *acciaio* vengono realizzate “*costruzioni*” che rientrano nella legge n. 1086 del 5 nov. 1971 e/o nella legge n. 64 del 2 feb. 1974 e altre tipologie che non rientrano nel campo di applicazione di tali leggi.

Si vuole pertanto sapere se queste ultime, che pur interessano la pubblica incolumità, debbano o meno rientrare nel campo di applicazione delle Norme. Si citano ad esempio: barriere stradali, barriere fonoassorbenti, ponteggi provvisori per le costruzioni, pali per l'illuminazione stradale, scaffalature, casseforme e strutture ausiliarie per la costruzione di manufatti, tralicci per linee elettriche ecc.

**Cap. 3 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI**

**par. 3.2 AZIONI DEL VENTO**

**3.3.3 Periodo di ritorno**

Le azioni del vento sono definite, a seconda che la costruzione appartenga alla Classe 1 o 2, con un periodo di ritorno di 500 o 1000 anni (in precedenza 50 anni). Pertanto, essendo rimasti immutati i coefficienti parziali, i carichi di progetto aumentano, rispettivamente, di un fattore  $1.122^2 = 1.259$  o  $1.156^2 = 1.336$ .

Dal punto di vista concettuale, un'azione caratteristica dove avere un periodo di ritorno pari a circa 10 volte la vita attesa della struttura. D'altra parte è universalmente accettato che la scelta dei valori caratteristici e dei coefficienti parziali non sia eseguita solo su basi puramente teoriche, ma anche sulla scorta dell'esperienza e dell'evidenza. Sotto questo punto di vista, tutte le norme mondiali di riferimento - per esempio l'Eurocodice, le raccomandazioni ISO, la norma americana, inglese, giapponese e australiana - definiscono le azioni del vento con periodo di ritorno di 50 anni (qualche volta 100 anni nelle zone soggette a uragani) e fattori parziali di valore pari a 1.5 (talvolta 1.6).

Pertanto, in assenza di clamorose evidenze nazionali, senza avere sviluppato un processo di calibrazione, non avendo eseguito un'analisi delle conseguenze, è improponibile adottare in Italia un criterio diverso dal resto del mondo. Da un lato, esso espone la nostra comunità a quesiti internazionali ai quali sarà difficile dare risposta; dall'altro, soprattutto a livello europeo, esso crea un incremento immotivato dei carichi eolici rispetto ai paesi confinanti.

Appare infine inspiegabile il confronto fra le prescrizioni sul sisma e quelle sul vento. Entrambe usano periodi di ritorno pari a 500/1000 anni. Le prime si avvalgono poi di un fattore parziale pari a 1; le seconde usano 1.5. E'assolutamente inaccettabile.

## par. 3.5 AZIONI DELLA NEVE

### 3.5.5 Periodo di ritorno

Il carico neve al suolo è definito, per costruzioni di classe 1 o 2, con un periodo di ritorno di 500 o 1000 anni, rispettivamente. Questo determina un aumento dei carichi di progetto del **12%** o del **22%**. Poiché i valori attualmente in vigore, coincidenti con quelli dell'Eurocodice sono frutto di approfondita calibrazione, in mancanza di particolari evidenze contrarie, non risultanti da alcuna statistica dopo il 1985, l'aumento di carico appare ingiustificato.

Valgono anche per questa azione le medesime considerazioni fatte per il vento.

## Cap. 5. NORME SULLE COSTRUZIONI

### par. 5.2 COSTRUZIONI IN ACCIAIO

#### par. 5.2.3.1.3.2. – Calcolo delle resistenze

Nella formulazione dell'espressione che certifica la resistenza di calcolo dell'acciaio viene introdotto un coefficiente  $\gamma_M$  espresso come prodotto di due termini:

$$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_{E,d}$$

Questo approccio non trova riscontro nello stato dell'arte delle normative nazionali ed internazionali vigenti. Non risulta che siano state sviluppate ricerche specifiche in questo campo tali da giustificare questa formulazione nel campo delle costruzioni metalliche; se ciò fosse avvenuto avrebbe coinvolto una moltitudine di ricercatori delle università italiane e/o straniere e quindi essere di dominio pubblico.

Per contro la prassi consolidata nel campo delle strutture metalliche è quella di ottenere la resistenza delle membrature e/o dei particolari costruttivi partendo dalla resistenza caratteristica e dividendola per un coefficiente  $\gamma_M$ , determinato sulla base della rielaborazione di ampie sperimentazioni sulle tipologie in esame (giunti completi nel loro insieme, resistenza a compressione delle colonne, svergolamento laterale delle travi ecc...).

La correlazione univoca della resistenza di calcolo  $f_{y,d}$  unicamente ai valori tensionali di snervamento e di rottura, richiamati nel cap. 11, è errata in quanto le verifiche di sicurezza non possono essere sviluppate in soli termini tensionali ( $\sigma$  e  $\tau$ ), ma devono essere anche sviluppate in termini di azioni interne (momenti flettenti, azioni assiali, tagli ecc..).

La resistenza di calcolo della struttura metallica non può essere pensata solo come funzione lineare della resistenza di calcolo del materiale (acciaio) utilizzato.

#### 5.2.3.1.3.2. Calcolo delle resistenze

La resistenza di calcolo dell'acciaio si assume pari a:

$$f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_M$$

$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{E,d}$$

essendo  $f_{y,k}$  il valore della resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato da assumersi come indicato nel capitolo 11, e  $\gamma_m = 1.15$  è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza del materiale, mentre  $\gamma_{E,d}$  è il coefficiente di modello.

I valori del coefficiente  $\gamma_{E,d}$  sono riportati nella tabella 5.2-V, intendendo doversi assumere il valore  $\gamma_{E,d} = 1$  per i casi ivi non esplicitamente considerati.

Tabella 5.2.V

	Elemento o tipo di verifica	$\gamma_{Ed}$
Per il materiale	Sezioni di classe 1-2-3-4	1,05
	Fenomeni di instabilità	1,05
	Resistenza sezioni nette	1,09
	Resistenza diaframmi e controventi	1,09
Per i collegamenti	Bulloni	1,09
	Saldature	1,09
Per scorrimento unioni ad attrito	Stato limite ultimo	1,09
	Stato limite di servizio	1,09
Per la resistenza a fatica ( punto 5.2.3.1.4.)		1,09
Per la fragilità	Non saldate	1,00
	Saldate	1,25

Il Committente e il Progettista, di concerto, fatti salvi i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme, possono utilizzare valori diversi per  $\gamma_{Ed}$  giustificati con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

Si riscontra inoltre che la tabella 5.2.V che riporta i valori dei “coefficienti di modello”  $\gamma_{E,d}$  è una cattiva ed errata rielaborazione della tabelle universalmente note dei coefficienti  $\gamma_m$  riportate sia nel DM 9/1/96, che in tutte le normative internazionali (DIN, BSI, ecc...).

Il coefficiente  $\gamma_m = 1.15$  non trova riscontro nel campo delle costruzioni metalliche da nessuna parte.

Si vuole fortemente sottolineare che tale impropria formulazione si traduce ora nei fatti in una non giustificata penalizzazione delle strutture metalliche rispetto alla prassi e alle norme ad oggi utilizzate. Si perviene infatti a dimensioni più gravose in termini quantitativi ed economici, penalizzando ingiustificatamente tale settore produttivo rispetto ad altri alternativi.

Si vuole inoltre sottolineare che a differenza di quanto concesso per gli elementi prefabbricati in conglomerato cementizio prodotti con “*processo industrializzato e procedure di controllo di qualità del Direttore dei Lavori del Committente*” il coefficiente  $\gamma_M$  per l'acciaio non può essere moltiplicato per un coefficiente riduttivo  $\gamma_r = 0,9$ , anche quando elementi in acciaio vengano prodotti nelle medesime condizioni.

L'introduzione di questo coefficiente riduttivo per i manufatti in conglomerato cementizio, non usuale nelle costruzioni metalliche, determina quindi un sensibile squilibrio di carattere economico a favore delle prime.

#### **par. 5.2.3.1.1 – Le azioni e le loro combinazioni**

Non si capisce perché in un codice prestazionale per le verifiche agli stati limiti ultimi il normatore abdichi alla propria funzione non definendo i coefficienti di combinazione  $\Psi$  per manufatti quali i ponti, gli edifici industriali e le gallerie esponendo così la collettività ad un spregiudicato abbassamento della sicurezza ultima delle costruzioni, attraverso un uso improprio di questa libertà di scelta, pervenendo per un medesimo manufatto a soluzioni economicamente e tecnicamente differenti, a spese del coefficiente di sicurezza globale.

#### **par. 5.6 ELEMENTI STRUTTURALI COMPOSTI**

##### **par. 5.6.1 Elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo**

Stante l'assoluta prestazionalità delle indicazioni di questo paragrafo e in presenza di molteplici e puntuali specificità di tali elementi composti, si rileva nel contesto di tutto il paragrafo che non viene

mai esplicitamente esposta la possibilità di far riferimento a “specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata”

Si cita ad esempio la mancata indicazione delle caratteristiche del materiale con il quale si realizzano i connettori (pioli ed altri dispositivi meccanici di connessione)

#### **par. 5.6.1.1 – Norme di verifica della sicurezza**

In questo paragrafo viene fatto riferimento solo “...all'ipotesi di perfetta aderenza lungo le superfici di contatto..” escludendo in tal modo tutte le cosiddette “connessioni parziali” ed ammettendo solamente quelle a “completa connessione”. Ciò è preclusivo di quasi tutte le applicazioni fino ad oggi esperite per i piccoli manufatti stradali e per gli impalcati di edifici civili ed industriali, che adottano tale soluzione.

### **Cap. 6 AZIONI ANTROPICHE**

#### **par. 6.2 OPERE STRADALI**

I carichi da traffico e le modalità di verifica sono una miscela di Eurocodice e DM vigente, che conduce a risultati paradossali, alcuni dei quali, più evidenti, sono evidenziati nel seguito.

#### **6.2.3 Azioni sui ponti stradali**

Poiché i modelli di carico contengono intrinsecamente l'effetto dinamico, l'incremento previsto al punto 6.2.3.4 non deve essere considerato.

I valori dei coefficienti  $\gamma_Q=1.5$  per i carichi variabili da traffico sfavorevoli risulta eccessivo. Nell'EN1991-2, in considerazione della mole di studi effettuati e della conseguente ridotto incertezza del modello, il valore è stato assunto pari a quello previsto per i permanenti  $\gamma_Q=1.35$ .

#### **6.2.3.4 Incremento Dinamico dei Carichi dovuto ad Azioni Dinamiche: $q_2$**

Come detto lo schema di carico include il coefficiente dinamico, cosicché l'adozione di un ulteriore incremento dinamico porta a valori inaccettabili delle azioni per elementi con luce ridotta.

#### **6.2.3.12 Combinazioni di carico**

Si propone di modificare sia i coefficienti parziali  $\gamma_G$ , da porre uguali a 1.35, sia il coefficiente  $\gamma_Q$  per il carico verticale  $q_1$  da impiegare nelle combinazioni  $U_i$ , da assumere uguale a  $\gamma_G$  (1.35).

### **Cap. 11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE**

*L'Italia consuma ogni anno 31-32 milioni di tonnellate di acciaio; di queste ne vengono importate dall'estero circa 19 milioni di tonnellate al fine di equilibrare il disponibile tra quanto prodotto al netto delle esportazioni. Parte di quanto viene importato proviene da produttori che operano in ambito CEE e/o SEE ma una rilevante percentuale di quanto viene utilizzato dal comparto delle costruzioni in acciaio proviene da produttori terzi.*

*Questi pur operando con cicli di lavorazione in controllo di qualità, e fornendo prodotti certificati, sono in gran parte sprovvisti della “qualificazione” richiesta dalle presenti norme tecniche.*

*Le aziende di costruzioni in acciaio dovendo operare rispettando le vigenti normative, ma anche le correnti regole imposte dal mercato, difficilmente sono nelle condizioni di poter adeguatamente rispondere alle esigenze della concorrenza.*

*In questo contesto sono costrette ad operare subendo difficili situazioni operative che il più delle volte vanno ad incidere pesantemente sul costo finale del manufatto.*

#### **Generalità**

Il capitolo descrive e individua le caratteristiche dei diversi materiali da costruzione richiamando in modo non sempre consequenziale alcune specificità sia prestazionali che realizzative.

Avendo ogni materiale, richiamato nelle norme, caratteristiche prestazionali proprie nonché diverse tecnologie di lavorazione e di impiego risulta non sempre facile individuare articoli, commi e capoversi relativi alle specifiche tipologie di prodotto.

Suggeriamo, almeno per quanto riguarda l'acciaio per le strutture metalliche, di seguire una diversa cronologia di trattazione definendo meglio sia le caratteristiche proprie di questa tipologia di prodotto sia la descrizione dei diversi centri di lavorazione che attraverso proprie ed esclusive linee produttive realizzano i vari prodotti utilizzati nell'ambito delle costruzioni.

Si rileva pertanto che la problematica e l'organizzazione della produzione di manufatti in acciaio non sono esaurientemente evidenziate e descritte così come per altri materiali.

L'articolazione del comparto produttivo dei diversi prodotti e manufatti metallici, in continua evoluzione in risposta alle esigenze di mercato, impone prima una puntuale e specifica conoscenza del settore e poi una più precisa descrizione delle procedure di accettazione dei materiali e di controllo della produzione.

Nel mentre si condivide l'impostazione che richiama le prescrizioni comuni per tutte le tipologie di acciaio utilizzate nell'ambito delle costruzioni si desidera ancora una volta attirare l'attenzione sulla specificità del settore dei laminati utilizzati nell'ambito delle costruzioni in acciaio.

Gli acciai strutturali provengono solo in parte da Paesi della CEE e/o della SEE; molta parte proviene da Paesi che non fanno parte di queste organizzazioni. Questi materiali, prodotti secondo un processo certificato UNI-EN 9001-2000, sono sempre identificati e attestati, mediante idonea documentazione.

Per poter immettere nel processo produttivo di lavorazione, entro i tempi ristretti imposti dalla comune pratica realizzativa, sia pubblica che privata, non è pensabile di attivare procedure di qualificazione che richiedono intrinsecamente tempi molto lunghi.

La frase inserita, sempre nel capitolo sulle generalità che prevede

“Negli altri casi, l'idoneità all'uso va accertata attraverso le procedure all'uso stabilite dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei LL.PP., che devono essere almeno equivalenti a quelle delle corrispondenti norme europee armonizzate ovvero a quelle previste nel presente Testo Unico”

è particolarmente indefinita lasciando largo spazio sia per la messa a punto di procedure, da parte del Servizio Tecnico Centrale, sia per la individuazione di qualificati laboratori accreditati del Servizio Tecnico Centrale che abbiano però operatività internazionale.

#### **par. 11.2.4. Acciai per strutture metalliche**

In presenza di un mercato perturbato nel quale la produzione nazionale ed europea di lamiere, coils e laminati strutturali non riesce a soddisfare compiutamente e tempestivamente le richieste dei diversi operatori, si impone la necessità di introdurre sul mercato nazionale materiali provenienti da paesi terzi.

Si richiede pertanto di elaborare procedure e modalità operative, compatibili con i tempi imposti dal mercato, per la qualificazione di **“partite di prodotto”**, certificate all'origine dai diversi produttori con modalità differenti da quelle del marchio CE o delle procedure nazionali, elaborate da codesto ministero, facilmente adottabili nell'esclusivo mercato nazionale e/o europeo.

##### **Paragrafo 11.2.4.8.1 (Generalità)**

Sono prodotti di prima lavorazione assoggettabili a procedimento di qualificazione suddivisi per gamma merceologica i laminati mercantili, le travi ad ali parallele del tipo IPE, HE ecc. le lamiere ed i nastri laminati a caldo e/o a freddo, i profilati cavi circolari quadrati o rettangolari senza saldatura. Tutti gli altri prodotti (per esempio, lamiere grecate, profili sagomati a freddo, tubi saldati, travi saldate, ecc.) sono prodotti da officine di trasformazione che possono ricevere e lavorare soltanto prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla documentazione prevista.

### **Paragrafo 11.2.4.8.2 Controlli di stabilimento**

Il titolo non chiarisce che queste procedure vengano adottate negli stabilimenti di produzione, pertanto il titolo dovrebbe essere:

'Controlli negli stabilimenti di produzione'

#### **Par. 11.2.4.8.2.6 Officine di trasformazione**

Nell'ambito dello specifico settore delle costruzioni in acciaio le officine di trasformazione hanno una organizzazione diversa da quella richiamata nel Testo Unico.

Al fine di non incorrere in diverse e contrapposte interpretazioni che potrebbero causare inconvenienti operativi. Si propone di seguire queste definizioni:

- *Impianti per la produzione di profilati formati a freddo, di lamiere grecate e di pannelli prefabbricati in acciaio*, intesi come tutti quei centri di lavorazione che, ricevendo dai produttori di acciaio elementi base, realizzano i loro prodotti che vengono utilizzati nell'ambito delle costruzioni;
- *Stabilimenti per la produzione di elementi di serie utilizzati nell'ambito delle costruzioni*, intesi come gli impianti che, ricevendo elementi base da produttori, realizzano elementi standardizzati utilizzabili nell'ambito delle costruzioni;
- *Centri di prelaborazione di componenti strutturali*, intesi come quegli impianti che, ricevendo dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) realizzano elementi singoli pre-lavorati che vengono successivamente utilizzati dalle officine di costruzione per la realizzazione di strutture complesse nell'ambito delle costruzioni.
- *Stabilimenti di lavorazione di costruzioni metalliche*, intesi come impianti che, ricevendo elementi base dai produttori e/o prelaborati da centri di servizio, realizzano elementi strutturali singoli e/o complessi, su richiesta del committente e/o dell'appaltatore, utilizzabili nell'ambito delle costruzioni in acciaio.
- *Stabilimenti di produzione di elementi prefabbricati standard in acciaio*, intesi come gli impianti che, ricevendo elementi base da produttori, realizzano componenti costruttivi standardizzati utilizzabili nell'ambito delle costruzioni.

Ciascun centro di trasformazione dovrebbe avere specifici requisiti differenti a seconda delle proprie peculiarità.

#### **11.2.4.8.3 Controlli in cantiere**

Stante la diversa organizzazione operativa del settore delle costruzioni in acciaio al fine di meglio definire i siti di controllo è opportuno modificare il titolo in

'*Controlli in stabilimento di lavorazione o in cantiere di montaggio*

Conseguentemente il testo dovrà adeguarsi

'I controlli in stabilimenti di lavorazione o in cantiere di montaggio sono obbligatori.

Devono .....

## **Cap. 12 REFERENZE TECNICHE ESSENZIALI**

Vengono fornite una serie di indicazioni relative ai codici internazionali. Molte volte questi non possono essere direttamente impiegati (ad esempio con riferimento agli Eurocodici non sono sempre disponibili i documenti applicativi nazionali) oppure in altri casi forniscono valori non concordi con quanto riportato nel testo Unico.

Sarebbero auspicabili indicazioni sulla priorità di importanza (in senso di valenza) delle normative.

Commenti GL/CNR per le strutture in legno

(Capo 5.3)



**Osservazioni sul**  
**TESTO UNICO NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**  
**per la parte riguardante le strutture di legno**  
**a cura del**  
**“Gruppo di Lavoro CNR per le strutture in legno”**

## **Premessa**

Le osservazioni che di seguito si propongono rappresentano le proposte di modifica assolutamente indispensabili per riportare quanto contenuto nel TESTO UNICO alle conoscenze scientifiche ed alle prassi progettuali ormai consolidate da un'ampia esperienza, armonizzando i requisiti generali a quelli già previsti negli altri Paesi Europei. Il mancato recepimento delle modifiche proposte penalizza inutilmente l'intero comparto produttivo nazionale (segherie, carpenterie ed imprese edili) nei confronti di realtà industriali non Italiane, provocando un incremento di costi assolutamente immotivato in relazione alla sicurezza delle strutture. Inoltre sono evidenti alcuni refusi o frasi manifestamente incomplete.

### **3.3.3 PERIODO DI RITORNO**

La definizione dell'azione del vento con riferimento a periodi di ritorno 500 o 1000 anni, mantenendo immutati i coefficienti parziali, equivale a un aumento dei carichi di progetto del 26% o del 36 %.

Tali incrementi in assenza di recenti clamorosi collassi strutturali su costruzioni di legno dovuti all'azione del vento, appaiono eccessivamente penalizzanti.

### **3.5.5 PERIODO DI RITORNO**

La definizione dell'azione della neve con riferimento a periodi di ritorno 500 o 1000 anni, mantenendo immutati i coefficienti parziali, equivale a un aumento dei carichi di progetto del 12% o del 22 %.

In considerazione inoltre che già gli attuali livello di carico da neve sono eccessivamente onerosi e che risultano disattesi anche su indicazione di pubbliche amministrazioni, tali ulteriori incrementi, in assenza di recenti clamorosi collassi strutturali su costruzioni di legno dovuti all'azione della neve, appaiono totalmente inaccettabili.

### **5.3.1 OGGETTO**

Nell'oggetto si fa esplicito riferimento a materiali derivati dal legno (pannelli a base di legno) ma nel seguito tali categorie di materiali non vengono forniti i vari coefficienti di sicurezza e neppure gli altri parametri necessari per la loro utilizzazione. Non ne vengono neppure definiti i possibili campi d'impiego.

#### **5.3.2.1.1 MODALITÀ DI ANALISI**

Il titolo del paragrafo non tiene conto che il contenuto riferisce anche a modalità di verifica e non solo di analisi

2° capoverso L'analisi della struttura è prevista con riferimento ai valori medi dei parametri di rigidezza dei materiali e delle unioni, nella realtà

si dovrà far riferimento ai valori pertinenti (medi o caratteristici) dei parametri di rigidezza sia dei materiali che delle unioni in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

5° capoverso Per tutte le strutture di legno, anche quelle non composte di parti differenti, hanno un comportamento reologico che deve essere comunque tenuto in considerazione (es. un semplice solaio ligneo).

### 5.3.2.1.2 AZIONI DI CALCOLO E CLASSI DI DURATA

5° capoverso Per gli stati limite ultimi si fissa per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_G$  il valore di 1,4 si chiede che venga portato a 1,35

6° capoverso Per gli stati limite di esercizio sono previste solo le combinazioni di carico frequenti e quelle permanenti non si comprende perché non si debbano considerare, come per gli altri materiali le combinazioni rare.  $F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ik})$

8° capoverso Sono previste solo tre classi di durata dei carichi tralasciando in modo del tutto arbitrario la classe di media durata e quella di carico istantaneo. Si chiede l'adozione di di 5 classi di durata del carico

**Tabella 5.3.1 - Classi di durata del carico**

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

### 5.3.2.1.3 RESISTENZA DI CALCOLO

1° Capoverso Per tener conto delle caratteristiche del materiale e della influenza, su di esse, dell'umidità del materiale stesso, sono da sempre state considerate tre classi di servizio. Il T.U prevede solo 2 classi di servizio trascurando la classe intermedia. Si nota che, a parte la semplificazione eccessiva, la classe intermedia"è quella comunemente utilizzata per le cosiddette "strutture all'aperto", ma non esposte"che, in sede progettuale, sono di gran lunga più importanti di quelle "all'aperto e esposte". La classe più severa risulta, invece, eccessivamente penalizzante per le strutture "non esposte" sia nelle verifiche agli stati limite ultimi che di servizio.

Si chiede l'adozione di tre classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevate di quelle della classe di servizio 2.

2° Capoverso La definizione generica che prevede il passaggio dalla resistenza caratteristica a quella di calcolo:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

attraverso la definizione del coefficiente  $\gamma_M$  deve ovviamente tener conto delle caratteristiche del materiale (legno o derivati dal legno).

La grande sensibilità del materiale alle modalità di applicazione del carico e alle condizioni ambientali è quantificabile sperimentalmente attraverso la definizione di un coefficiente  $k_{mod}$  :

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

La letteratura scientifica di riferimento, così come le normative riconosciute a livello internazionale indicano con  $k_{mod}$  il "coefficiente di correzione" che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Allo stato delle conoscenze attuali vari materiali legnosi e derivati dal legno sono disponibili sul mercato. Le normative più aggiornate prevedono attualmente 9 classi di materiali suddivise in decine di tipi diversi e per ognuno, per le 5 classi di durata e per le tre classi di servizio viene assegnato il competente valore di  $k_{mod}$ . Contestualmente vengono forniti 7 valori di  $\gamma_M$ .

L'approccio adottato dal T.U. al punto 5.3.2.1.3 è stato quello di trasformare il  $k_{mod}$  (al numeratore) in un  $\gamma_{R,d}$  (al denominatore):

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_{R,d} \cdot \gamma_M}$$

Se da un punto di vista numerico il risultato potrebbe essere lo stesso (se non venissero inseriti arrotondamenti o modifiche), da un punto di vista concettuale le cose non sono ovviamente le stesse: un coefficiente come  $k_{mod}$  dipendente dalle caratteristiche fisiche del materiale non può essere trasformato in un coefficiente parziale di sicurezza. Tra l'altro un "coefficiente di correzione" può essere definito mediante approcci sperimentali (per quanto complessi e codificati) mentre un coefficiente parziale di sicurezza non può che essere definito a livello normativo.

Inoltre il T.U. fissa nelle Tab 5.3.2 i valori di  $\gamma_M$  tutti uguali a 1,35 indiscriminatamente senza tener conto delle differenze tra materiali naturali e materiali di provenienza industriale, si chiede che per i  $\gamma_M$  assumano i valori

**Tabella 5.3.2 - Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali ( $\gamma_M$ )**

<b>Stati limite ultimi</b>	
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,3
legno lamellare incollato	1,25
pannelli di particelle o di fibre	1,3
LVL, compensato, OSB	1,2
unioni	1,3
- combinazioni eccezionali	1,0
<b>Stati limite di esercizio</b>	
<u>Togliere sottolineatura</u>	1,0

Per quanto riguarda i valori di  $\gamma_{R,d}$  il T.U. li riporta in tabella 5.3.3 per le 3 classi di durata previste e per le due classi di servizio.

Pur ammettendo che non sia escluso esplicitamente l'utilizzazione di altri materiali, la riduzione del numero delle tipologie di materiali, esplicitamente citati dal T.U., crea di fatto una serie di problemi. Uno in particolare risulta vincolante; il progettista nella scelta dei coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  e  $\gamma_{R,d}$  per i materiali non inclusi nelle tabelle, non può che far riferimento ai dati disponibili (Tab 5.3.2. e 5.3.3).

Queste forniscono, per i pochi previsti un solo valore per  $\gamma_M$  e  $\gamma_{R,d}$ . Assimilare ogni materiale nuovo a quei pochi considerati potrà risultare del tutto improprio (naturalmente a sfavore di sicurezza)

E' chiaro che in questo modo intere classi di materiali largamente utilizzati per le strutture di legno vengono di fatto messi fuori mercato

Si chiede l'adozione della seguente tabella

**Tabella 5.3.3 - 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	EN 14081-1						
Legno lamellare incollato	EN 14080						
Microlamellare (LVL)	EN 14374, 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
Compensato	EN 636						
	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300						
	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
	OSB/3 OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312						
	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, alta densità	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3						
	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 o 2	2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5						
	MDF.LA,	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80
	MDF.HLS						

#### 5.3.2.2.1 GENERALITÀ

Con riferimento alle caratteristiche del legno risulta particolarmente importante fornire una prescrizione preliminare di carattere generale sulle deformazioni allo stato limite di esercizio.

Le deformazioni di una struttura, risultanti dagli effetti delle azioni applicate o da stati di coazione, o da variazioni dell'umidità del materiale, devono rimanere entro limiti accettabili, con particolare attenzione anche ai danni che possono essere indotti a materiali di rivestimento, pavimenti, tramezzature, finiture, e ai requisiti funzionali e estetici.

#### Tabella 5.3.4

La tabella proposta fa riferimento in modo del tutto insoddisfacente a tre categorie di materiali e a 2 classi di servizio

La Nota risulta inoltre decisamente fuorviante, il legno nelle condizioni prossime alla saturazione non dovrebbe proprio essere messo in opera!

Eventualmente la nota deve essere riscritta: Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di  $k_{def}$  dovrà essere significativamente aumentato a seguito di opportune valutazioni, e comunque di un valore non inferiore a 2,0.

Si chiede di adottare una tabella con valori, classi e categorie adeguate.

**Tabella 5.3.4** - Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1			
Legno lamellare incollato	EN 14080			
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	EN 636			
	Parte 1	0,80	-	-
	Parte 2	0,80	1,00	-
	Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello particelle (truciolare)	EN 312			
	Parte 4	2,25	-	-
	Parte 5	2,25	3,00	-
	Parte 6	1,50	-	-
	Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2			
	HB.LA	2,25	-	-
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3			
	MBH.LA1,	3,00	-	-
	MBH.LA2	3,00	4,00	-
	MBH.HLS1,	2,25	-	-
	MBH.HLS2	2,25	-	-
	EN 622-5	2,25	3,00	-
	MDF.LA			
	MDF.HLS			

### 5.3.2.2.2 SCORRIMENTO NELLE UNIONI

Nel calcolo della deformazione dell'elemento strutturale occorre tener conto delle caratteristiche delle unioni attraverso un  $k_{def}$  adeguato.

Si chiede che per le unioni venga assunto per  $k_{def}$  un valore doppio del valore attribuito al legno su cui opera l'unione stessa.

## Conclusioni

Dalle brevi osservazioni sopra specificate, alle quali vanno aggiunte una serie di altre di minor impatto ma ugualmente molto importanti che verranno espresse in occasione di una auspicabile revisione di dettaglio del testo, si vuole qui segnalare l'effetto dirompente che una norma espressa in questi termini avrà sul comparto delle costruzioni di legno e soprattutto su tutta la filiera legata alla produzione e alla lavorazione del legno.



Proposta GRUPPO LEGNO (A. Ceccotti, M. Piazza, P. Zanon)

di testo per i Capi 5.3 e 5.7.12



---

**RISCRITTURA DEI CAPITOLI CHE INTERESSANO IL LEGNO COSI' COME DOVREBBERO RISULTARE SE VENISSE ACCOLTE LE OSSERVAZIONI PRECEDENTI LE OSSERVAZIONI PRECEDENTI****5.3 COSTRUZIONI DI LEGNO****5.3.1 OGGETTO**

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti di legno naturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) e da strutture portanti realizzate con elementi di legno assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno).

La norma prende in esame i requisiti di resistenza meccanica, comportamento in esercizio e durabilità delle strutture. Gli aspetti esecutivi vengono trattati nella misura atta a garantire che la qualità dei materiali da costruzione e dei prodotti da impiegare ed il livello della lavorazione in cantiere siano conformi alle ipotesi assunte dalle regole di progettazione. Gli aspetti esecutivi, la lavorazione ed il montaggio sono trattati nel punto 5.3.2, i cui contenuti devono considerarsi come requisiti minimi.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno, in funzione degli stati di degrado.

**5.3.2 NORME DI CALCOLO****5.3.2.1 Criteri generali****5.3.2.1.1 MODALITÀ DI ANALISI E DI VERIFICA**

Le strutture di legno, devono essere progettate, costruite e collaudate per i carichi definiti dalle presenti norme e con metodo di verifica della sicurezza agli stati limite. Le verifiche dovranno essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

L'analisi della struttura ed il calcolo delle azioni interne nelle sezioni sotto le azioni agenti, si potrà fare ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) dei parametri di rigidità sia dei materiali che delle unioni in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

Per l'analisi delle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di calcolo elasto-plastici per il calcolo degli effetti delle azioni.

In presenza di giunti meccanici si dovrà, di regola, considerare l'influenza della rigidità degli stessi.

Per le strutture di legno, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche andranno effettuate sia nello stato iniziale che in quello finale.

In fase di progettazione possono essere adottati metodi di verifica differenti rispetto a quelli contenuti nelle presenti norme tecniche ovvero basati su risultati sperimentali ottenuti da campioni statistici rappresentativi; i livelli di sicurezza devono comunque rispettare i limiti di cui al Capitolo 2.

### 5.3.2.1.2 AZIONI DI CALCOLO E CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo sono quelle previste al punto 2.6.3.3 della presente norma.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \cdot \left[ Q_{Ik} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

- $G_k$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $Q_{Ik}$  il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- $Q_{ik}$  i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_g = 1,35$  (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_q = 1,5$  (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni frequenti e quasi permanenti con  $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$ , e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti  $\psi_1, \psi_2$ .

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

- combinazioni rare: 
$$F_d = G_k + Q_{Ik} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$$
- combinazioni frequenti: 
$$F_d = G_k + \psi_{1I} Q_{Ik} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$
- combinazioni quasi permanenti: 
$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

essendo:

- $\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti  $\psi_1, \psi_2$  i valori di cui al par. 5.1 delle Norme.

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tabella 5.3.1.

Le classi di durata del carico sono caratterizzate dall'effetto di 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 di una stima dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

**Tabella 5.3.1 - Classi di durata del carico**

<b>Classe di durata del carico</b>	<b>Durata accumulata del carico caratteristico</b>
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana -6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

#### 5.3.2.1.3 RESISTENZA DI CALCOLO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio sotto elencate.

Il sistema delle classi di servizio, in combinazione con le classi di durata del carico, è destinato all'assegnazione di valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici ed al calcolo delle deformazioni. Le 3 classi di servizio sono definite come segue:

<b>Classe di servizio 1</b>	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
<b>Classe di servizio 2</b>	È caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
<b>Classe di servizio 3</b>	È caratterizzata da umidità più elevate di quelle della classe di servizio 2.

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno. Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M} \quad \text{dove:}$$

$X_k$  valore caratteristico specificato dalle norme pertinenti. Il valore caratteristico (cap 11)  $X_k$  può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle medesime norme.

$\gamma_M$  coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale, indicato nella Tabella 5.3.2;

$k_{\text{mod}}$  coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di  $k_{\text{mod}}$  sono forniti nella Tabella 5.3.3.

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di  $k_{\text{mod}}$  che corrisponde alla azione di minor durata.

**Tabella 5.3.2 - Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali ( $\gamma_M$ )**

<b>Stati limite ultimi</b>	
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,3
legno lamellare incollato	1,25
pannelli di particelle o di fibre	1,3
LVL, compensato, OSB	1,2
unioni	1,1-1,3 *
- combinazioni eccezionali	1,0
<b>Stati limite di esercizio</b>	
	1,0

\*in funzione dei materiali e delle modalità di rottura, come precisato in norme pertinenti

**Tabella 5.3.3- Valori di  $k_{mod}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno**

Materiale	Riferimento	Classe di durata del carico					
		Classe di servizio	Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantaneo
Legno massiccio Legno lamellare incollato Microlamellare (LVL)	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	EN 14080						
	EN 14374, EN 14279						
Compensato	EN 636	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Parti 1, 2, 3						
	Parte 3						
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/2						
	OSB/3 OSB/4						
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	Parti 4, 5						
	Parte 5						
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	H/LA, H/HA 1 o 2						
	H/HA 1 o 2						
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH/LA 1 o 2						
	MBH/HS 1 o 2						
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-5	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF/LA, MDF/HS						
	MDF/HS						

### 5.3.2.2 Stati limite di esercizio

Le deformazioni di una struttura, risultanti dagli effetti delle azioni applicate o da stati di coazione, o da variazioni dell'umidità del materiale, devono rimanere entro limiti accettabili, con particolare attenzione anche ai danni che possono essere indotti a materiali di rivestimento, pavimenti, tramezzature, finiture, e ai requisiti funzionali e estetici.

La deformazione istantanea  $u_{ist}$ , provocata da un'azione, può essere calcolata usando il valore medio dell'appropriato modulo di rigidezza per le membrature, e il valore istantaneo del modulo di scorrimento per lo stato limite di esercizio  $K_{ser}$  per le unioni, determinato mediante prove sperimentali secondo quanto indicato nella EN 26891 (dove  $k_s$  corrisponde a  $K_{ser}$ ) o secondo le modalità di calcolo fornite da norme pertinenti.

Detta  $u'_{ist}$  la deformazione istantanea calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, la deformazione differita assumerà il valore:

$$u_{dif} = u'_{ist} \cdot k_{def} ;$$

dove  $k_{def}$  è un coefficiente che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto all'effetto combinato della viscosità e dell'umidità; si possono utilizzare i valori  $k_{def}$  riportati nella Tabella 5.3.4.

**Tabella 5.3.4-** Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1			
Legno lamellare incollato	EN 14080			
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	EN 636			
	Parte 1	0,80	-	-
	Parte 2	0,80	1,00	-
	Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello particelle (truciolare)	EN 312			
	Parte 4	2,25	-	-
	Parte 5	2,25	3,00	-
	Parte 6	1,50	-	-
	Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2			
	H.LA	2,25	-	-
	H.HA1, H.HA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3			
	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
	MBH.HS1, MBH.HS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	-	-
	MDF.HS	2,25	3,00	-

Nota. Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di  $k_{def}$  dovrà essere significativamente aumentato a seguito di opportune valutazioni, e comunque di un valore non inferiore a 2,0.

Per le unioni verrà assunto per  $k_{def}$  un valore doppio del valore attribuito secondo il prospetto 5.3.4 al legno su cui opera l'unione stessa.

Nel calcolo delle deformazioni si deve considerare l'effetto dello scorrimento delle unioni.

### 5.3.2.3 Stati limite ultimi

#### 5.3.2.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le tensioni interne saranno calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali  $X_d$  sono definite al punto 5.3.2.1.3.

Per quanto sopra, gli stati limite verranno definiti attraverso gli stati tensionali ultimi.

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione andranno eseguite con riferimento alle resistenze di calcolo tenuto conto della direzione della fibratura.

#### 5.3.2.3.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Oltre alle verifiche di resistenza previste al precedente punto 5.3.2.3.1, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti dei possibili stati limite, tra i quali, l'instabilità delle aste pressoinflesse e lo svergolamento delle travi inflesse.

### 5.3.3 UNIONI

Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione devono essere determinate sulla base di prove svolte conformemente alle EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891, EN 28970, ed alle pertinenti norme europee.

Ove possibile le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a metodi di calcolo di validità riconosciuta e consolidata riportate in normative pertinenti.

Nel calcolo della capacità portante di mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia del mezzo di unione, della capacità portante ultima del collegamento elementare, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti, dell'allineamento dei singoli elementi di collegamento (nel caso di unione organizzata con più collegamenti elementari).

E' ammesso l'impiego di sistemi di connessione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente normativa.

Potrà comunque farsi riferimento a normative europee, nella loro più recente versione, per quanto non in contrasto con le presenti norme.

### 5.3.4 REGOLE PRATICHE DI ESECUZIONE

Per tutte le membrature, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica dovrà essere definito tenendo conto tra l'altro: delle caratteristiche geometriche della membratura, del contesto strutturale in cui sarà inserita, dello stato di sollecitazione cui sarà sottoposta, delle caratteristiche dei collegamenti con la struttura, del metodo di calcolo adottato.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita.

Prima della costruzione il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei, anche parziali, con umidità maggiore se ne dovrà tenere adeguatamente conto con riferimento agli stati limite ultimi e di servizio.

Sarà compito del progettista predisporre un piano di trasporto, assemblaggio e posa in opera che dovrà fornire precise istruzioni sulle modalità operative e che in particolare riporterà le verifiche di eventuali situazioni transitorie staticamente significative. Durante tutte le fasi esecutive ci si dovrà attenere strettamente alle indicazioni del progettista.

---

**5.3.5 INDICAZIONI DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE LIGNEE**

Dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e dei controlli da effettuarsi durante l'esercizio della struttura. Il programma dovrà in particolare specificare il tipo e la frequenza dei controlli anche in relazione a quanto previsto al Capitolo 11.10.7.

5.3.6 .....



---

**RISCRITTURA DEI CAPITOLI CHE INTERESSANO IL LEGNO COSI' COME DOVREBBERO RISULTARE SE VENISSE ACCOLTE LE OSSERVAZIONI PRECEDENTI LE OSSERVAZIONI PRECEDENTI****5.7.12 PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER GLI EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO****5.7.12.1 Generalità**

Gli edifici in legno vanno progettati secondo le regole di cui al punto 5.3.

Nell'analisi strutturale si deve tener in conto della deformabilità dei collegamenti e dei nodi. Per la valutazione delle deformazioni e sollecitazioni si adottano i valori di modulo elastico per "azioni istantanee", ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico riportati nei profili resistenti.

**5.7.12.2 Disposizioni costruttive**

Le membrature compresse ed i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione, devono essere progettati in modo tale che non si verificano separazioni, dislocazioni e disassamenti.

Il collegamento realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio non deve essere utilizzato senza accorgimenti aggiuntivi volti ad evitare l'apertura del giunto.

Per assorbire tensioni perpendicolari alle fibre, si devono disporre dispositivi aggiuntivi al fine di evitare l'innescò di fratture parallele alle fibre (splitting).

La distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali ed i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti gli elementi strutturali con funzione controventante devono essere adeguatamente collegati alla struttura portante.

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/larghezza per una trave a sezione rettangolare deve essere sufficientemente limitato, e inferiore a 4, a meno di valutazioni specifiche.

La spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità deve essere opportunamente ridotta rispetto a quanto previsto nelle condizioni non sismiche normative.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, si dovranno adottare quei provvedimenti costruttivi necessari per garantire che tale ipotesi sia valida anche nel caso di azioni sismiche.

**5.7.12.3 Verifiche di sicurezza**

I valori di resistenza degli elementi di legno faranno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.



Commenti ANDIS/GLIS (M. Dolce) al

Capo 11.8 – Dispositivi antisismici



# COMMENTI AL TESTO UNICO – EDIZIONE 30 MARZO 2005

## Paragrafo 11.8 – Dispositivi antisismici

M. Dolce, 10.04.2005

### Commento 01 – generale

Questo paragrafo tende a scoraggiare fortemente, se non a vietare, di fatto, l'adozione dei dispositivi antisismici e, pertanto, del controllo passivo nelle costruzioni sia per le prescrizioni eccessivamente limitative in esso contenute, in particolare per ciò che riguarda la sensibilità agli effetti termici, sia per i numerosi passaggi per la richiesta di nulla osta al CTS.

Molte parti di questo paragrafo riprendono e modificano concetti e modalità applicative ampiamente trattati nell'OPCM 3274, entrando spesso in contraddizione con l'OPCM 3274.

Il paragrafo, se è necessario mantenerlo, andrebbe ridotto ai concetti essenziali, opportunamente rimodulati, facendo riferimento all'OPCM, mai richiamata, o al testo CEN in corso di elaborazione.

### Commento 02 – Pag. 385, 1° capoverso

Si attribuisce la responsabilità del decadimento delle prestazioni nel tempo al Gestore dell'opera. Bisognerebbe limitarla ad un decadimento prematuro indotto da cattiva manutenzione (ove prevista) o da condizioni anomale d'uso, per riferirla al Gestore. Per come è scritto nessun gestore vorrà assumersi tale responsabilità e, quindi, avere una struttura con dispositivi antisismici.

### Commento 03 – Pag. 385, 2° capoverso

Si prevede che i dispositivi "non devono essere sensibili agli effetti termici nell'Arco di temperatura  $-20^{\circ}\text{C}$   $+60^{\circ}\text{C}$ ". Questa prescrizione non può essere mai rispettata, perché tutti i materiali sono sensibili, in qualche loro proprietà, a variazioni termiche in un range così ampio. Di fatto si tradurrebbe nel divieto totale di adozione delle tecniche di controllo passivo (isolamento e dissipazione) .

Inoltre l'intervallo di riferimento è troppo ampio rispetto alle usuali condizioni di lavoro e, se anche gli estremi fossero raggiungibili in qualche momento della vita utile, non si tiene conto della

bassissima probabilità di occorrenza della temperatura estrema e del terremoto (violento) di progetto.

Occorre in generale distinguere applicazioni a ponti da applicazioni ad edifici, e queste ultime in relazione alla posizione e, dunque, all'esposizione dei dispositivi. Ad esempio gli isolatori di un edificio sono in generale disposti in fondazione o in scantinati, ove le escursioni giornaliere e stagionali sono molto limitate. Salvo casi particolari, di esposizione diretta del dispositivo al sole (cosa peraltro rara) si può, in maniera conservativa, far riferimento alle escursioni termiche da considerare nelle azioni agenti sulle diverse tipologie di costruzione ai fini del calcolo di altri effetti termici sulla struttura.

Il problema delle variazioni delle proprietà meccaniche (ad esempio rigidità e smorzamento equivalenti di un isolatore in gomma) per effetto delle variazioni termiche (e di altri fattori) è risolto negli all.2 (cap.10) e 3 (cap. 9) dell'OPCM 3274, analogamente a quanto fanno molte normative europee (EC8) e internazionali (AASHTO, IBC), attraverso le procedure di doppia analisi (upper and lower bound analyses), così da cogliere sia i massimi effetti sulla struttura che quelli sul sistema di controllo passivo, attraverso l'involuppo delle grandezze di progetto.

Per quanto detto la prescrizione può ridursi, se necessario, ad una generica richiesta di bassa sensibilità nel range di temperature da considerare per il tipo di costruzione e di dispositivi in esame, indicando invece la necessità di tener conto della variabilità delle proprietà meccaniche dei dispositivi (derivanti non solo dagli effetti termici) nelle valutazioni delle grandezze di progetto, assumendo, per queste ultime, i valori di involuppo calcolati considerando tale variabilità.

#### **Commento 04 – Pag. 385, 4°, 5°, 6°, 7°, 8° capoverso**

La classificazione dei dispositivi proposta è incompleta e limitativa: non comprende tutti i dispositivi esistenti e limita lo sviluppo di nuovi dispositivi.

È oramai accettata a livello internazionale (v. 1a versione CEN-TC-340- Antiseismic Devices) la distinzione principale tra isolatori e altri dispositivi (o dispositivi ausiliari, come riportata nella 3274), cui si può far direttamente riferimento (o sintetizzare nel par. 11.8).

Le incongruenze di questa classificazione risultano evidenti dalla tabella 11.8.I.

**Commento 05 – Pag. 386, Tab. 11.8.I**

La tabella 11.8.I, che descrive le caratteristiche tecniche da misurare e dichiarare, è incompleta e incongruente. Ad esempio, è incompleta ai fini di una caratterizzazione del comportamento sotto sisma, trascurando aspetti fondamentali quali rigidezza, dissipazione di energia, stabilità ciclica, etc.. È incongruente perché si richiede la valutazione di grandezze di alcuni dispositivi per i quali tali grandezze non hanno senso fisico, come, ad esempio, il modulo di taglio nei dispositivi lineari (non necessariamente costituiti da elementi in gomma che lavorano a taglio), in quelli non lineari (spesso basati sulla plasticizzazione a flessione di elementi in acciaio) e in quelli viscosi (precedentemente descritti come dispositivi il cui funzionamento è basato sul “flusso di un fluido viscoso attraverso orifizi o sistemi di valvole”). La tabella può essere riformulata con riferimento alla classificazione contenuta nell’OPCM 3274.

**Commento 06 – Pag. 386, 1° capoverso dopo tab. 11.8.I**

Per le norme di prova si fa riferimento a norme europee o alle Linee guida del Ministero. Le norme europee (CEN-TC340-Antiseismic devices) sono ancora in gestazione (esiste un primo documento in circolazione, sottoposto a prima inchiesta). Pertanto l’unico riferimento è alle Linee Guida del 1998. Le prescrizioni ivi contenute sono oramai sostituite, per quanto riguarda i dispositivi di isolamento, e migliorate (essendo da esse derivate e modificate sulla base dell’esperienza dei successivi 5 anni di applicazione e ricerche) dagli all.2 (cap. 10 e appendice 10.B) e all.3 (cap.9) all’OPCM 3274. Il riferimento alle Linee Guida e non all’OPCM 3274 comporterebbe, inoltre, contraddizioni rispetto all’impostazione delle norme contenute nell’OPCM 3274, richiamate nel par. 5.7.

**Commento 07 – Pag. 386, 2° capoverso dopo tab. 11.8.I**

Perché il Servizio Tecnico Centrale deve dare il nulla osta sul laboratorio incaricato ogni volta che si qualifica un nuovo dispositivo. La qualifica del laboratorio può avvenire una volta per tutte, almeno per le modalità di prova standard di cui al commento successivo.

**Commento 08 – Pag. 386, 4° capoverso dopo tab. 11.8.I**

Una corretta classificazione dei dispositivi renderebbe non necessaria la definizione di un programma di prove ad hoc per ogni dispositivo, in contraddittorio con il STC. Molti dispositivi sono standardizzati (v. ad esempio isolatori in gomma, dispositivi viscosi, etc.) e possono far riferimento a modalità di prova standard, quali, ad esempio, quelle contenute nell'OPCM 3274 o nel CEN-TC 347.

UNI/CIS

Comparision between Eurocodes and Testo Unico



UNI Technical Committee "Structural engineering"  
(Commissione Ingegneria Strutturale)  
RESOLUTION 2 - Milan, 7th July 2005  
ITALIAN STRUCTURAL CODE (TESTO UNICO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI)  
AND EUROCODES.

The UNI CIS Committee ("Commissione Ingegneria Strutturale") has been since 1990 the mirror committee of the Committee CEN/TC 250 ("Structural Eurocodes"), did assure along 15 years the representation of Italy within such a CEN Committee and took actively part into the drafting and the discussion of Eurocodes within the 9 Subcommittees. They did express the Italian point of view and did bring the important contribution of the Italian technical culture within the Project Teams.

Prominent Members of UNI CIS were and are Chairmen of important Subcommittees, for Eurocode 2 (Franco Levi first, and now Giuseppe Mancini), for Eurocode 8 (Paolo Pinto), for Eurocode 9 (Federico Mazzolani): they did contribute to the Eurocodes since the beginning with basic concepts.

Therefore, this Committee is considering himself an effective "co-author" of the Eurocodes, and as such the only authoritative body entitled to their interpretation. As a consequence, essential role of UNI CIS is the assistance to Authorities and users in the interpretation of the codes, which were often the results of deep discussions recorded in meeting minutes and background documents.

In such a role UNI CIS and his Subcommittees did perform a careful comparison between Eurocodes and the draft Italian Structural Code dated 30th March 2005 (the so called "Testo Unico", periodical revision of the "Norme Tecniche" issued according to the laws 1086/1971 and 64/1974), and did record the several conflicting points (the most relevant of them are included in the Annex).

The comparison showed several important conflicting clauses, in such a way to confirm the feeling that a so unusually voluminous text (405 pages) should be an obstacle to the implementation of the Eurocodes.

As such a draft Italian Structural Code (TU) will have the status of a Decree, it will be compulsory and its conflicting contents would not allow the use of Eurocodes, performance-based voluntary codes.

As a consequence, in spite of the fact that the existing Code (issued on the same basis by means of Decrees 9/1/1996 and 16/1/1996) explicitly allowed the alternative use of Eurocode 2 and Eurocode 3, the new Code (if the conflicting clauses would not be completely withdrawn) would be an inexplicable step-back, it would "de facto" prevent the use of the Eurocodes and create serious economic losses to the Country.

On the contrary, the compulsory part of the Code should only include the concise measures needed for the overall safety of all kinds of constructions (independently of the individual materials), should state the essential requirements, and define the Nationally Determined Parameters NDP, together with an explicit reception of the Eurocodes as non-compulsory technical codes.

In such a way, as recommended by the European Union, the code harmonisation will be reached and Italy will be included with a total safeguard of the power of the National Government in the field of safety.

**COMPARISON BETWEEN EUROCODES  
AND “TESTO UNICO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” (edition 30.03.2005)**

**CHAPTERS 2, 3, 4, 5, 6, 11, 12**

1. **Clause 2.5 p. 21** – Return period for climatic actions (500 years for class 1 and 1000 years for class 2) are not consistent with the EN 1990 assumptions (mean return period of 50 years – 4.1.2(7)P note 2).
2. **Clause 2.6.5 p. 27** - The introduction in the ULS combination of action of the “model factor  $\gamma_E$ ” is conflicting with EN 1990 (6.9b) format, because the partial factors  $\gamma_G$  and  $\gamma_Q$  already include the model uncertainty.
3. **Clause 2.6.5 p. 28** – For the same reason as for previous comment, the three combination equations for SLS are conflicting with EN 1990 (clause 6.5.3).
4. **Clause 2.8 p. 30** –The “Allowable stresses” method is conflicting with Eurocodes.
5. **Clause 3.2.2.3 p. 37** – The reference to Classes 1 and 2 of Table 2.5.I and the consequent distinction of two different return periods makes the text conflicting with EN 1998 (Eurocode 8) where this distinction is made by means of the importance factor  $\gamma_I$ .
6. **Clause 3.2.2.6 p. 40- 41** – Equations 3.2.9 and 3.2.10 contain a design peak acceleration  $\alpha_{gd}$  defined in probabilistic terms which are inconsistent with Eurocode 8 format.
7. **Clause 3.2.3 p. 43** – It is conflicting with Eurocode 8 format with equations 3.2.13 and 3.2.14, while the combination factor  $\varphi$  of Eurocode 8 is not present.
8. **Clause 3.3.3 p. 53** – Conflicting with EN 1991, instead of 50 years, return periods of 500 and 1000 years are assumed, respectively for Class 1 and 2, with an increment of wind pressure of 26% and 33%.
9. **Clause 3.5.5 p. 77** – Conflicting with EN 1991, instead of 50 years, return periods of 500 and 1000 years are assumed, respectively for Class 1 and 2, with an increase of snow load with respect to bordering areas.
10. **Clause 5 p. 103** – The reinsertion of the “Allowable Stresses” method, enacted by the third paragraph, is completely conflicting with the Eurocodes format, where only the Limit states (partial factors) method is codified.
11. **Clause 5.1 and Table p. 103** – The names of concrete classes, referred only to cubic strength, **don't follow the European classification given in EN 206-1 (like C30/37) and therefore are conflicting with the product standard as well with Eurocode 2.**
12. **Clause 5.1.2.1.2 p. 105** – The “model factor  $\gamma_E$ ” is included in the partial coefficients for actions, therefore the formula for  $F_d$  is conflicting with EN 1990.
13. **Clause 5.1.2.1.2 p. 106** – The symbol G to indicate prestressing, leaving P to temperature, creep and shrinkage, is inconsistent with Eurocodes, where P is used for prestressing, and in contradiction with other parts of the same Testo Unico where again P is used for prestressing.
14. **Clause 5.1.2.1.2 p.106** – Table 5.1-I containing the partial factors for actions is conflicting with EN 1990 and leads to a distorted application of Limit state method (the factor for prestress is wrongly overestimated). Prestress cannot be treated as the other permanent actions.
15. **Clause 5.1.2.1.4.1 p. 107** – It is not possible to merge the conversion factor, corresponding to cylinder over cubic strength ratio, with the partial safety factor correlated to the random dispersion of concrete strength. It is conflicting with EN 1992.

16. **Clause 5.1.2.1.4.3 and 5.1.2.1.5.3 (fig 5.1.4) p. 108/109** – The classification of prestressing tendons (wires, strands and bars), based on  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{p(1)k}$ , is conflicting with the Eurocode 2 (3.3.2) and EN 10138 Parts 2 to 4. In this **harmonized product standard** the prestressing tendons (wires, strands and bars) are classified only according to 0,1% proof stress ( $f_{p0,1k}$ ).
17. **Clause 5.1.2.1.6.4 p. 113** - The entire verification model for checking punching failure at the ultimate limit state is conflicting with Eurocode 2.
18. **Clause 5.1.2.1.9.1 p. 115** – The overall model factor  $\gamma_{Em}=1,3$  for the strength of confined concrete core has no physical meaning, since this increased strength depends on the amount of confining reinforcement (conflicting with EN 1992).
19. **Clause 5.1.2.2.2 p. 117/118** – The two equations for frequent and quasi-permanent combination are conflicting with EN 1990 format.
20. **Clause 5.1.2.2.2 p. 117/118** – The use of partial factor  $\gamma_E$  is conflicting with EN 1990.
21. **Clause 5.1.2.2.6.3 p. 120** – “Environmental conditions” are too general: they are conflicting with the exposure classes of the material standard EN 206-1 which are used in EN 1992.
22. **Clause 5.1.2.2.6.4 p. 120/121** – The definition of sensitiveness to corrosion of steel reinforcement, upsets all Eurocode 2 cracking calculations and is conflicting with it.
23. **Clause 5.1.2.2.6.5 - p.121** – The 2<sup>nd</sup> and 3<sup>rd</sup> paragraph referred to partial prestressing are conflicting with EN 1992 criteria.
24. **Clause 5.1.2.2.6.6 p. 121** – The 2<sup>nd</sup> paragraph under the heading “Limit state of decompression and cracking formation” is conflicting with EN 1992 criteria for cracking verification.
25. **Clause 5.1.2.2.7.1 p. 122** – The equation for the verification of maximum concrete compression, together with the related Table 5.1.XI, besides the use of meaningless factors ( $\gamma_{Ec}$ ,  $\gamma_{m,c}$ ), leads to results which are completely different from those of EN 1992.
26. **Clause 5.1.2.3 p. 123/125** – Having removed the requirement of a ultimate resistant moment verification, **the application of “Allowable Stresses” method to prestressed beams is conflicting with Eurocodes.**
27. **Clause 5.1.2.3 p. 123/125** – The entire Chapter is conflicting with the Eurocodes.
28. **Clause 5.1.4. p. 126** – For accidental combination of actions reference is made to clause 5.1.2.1.2 where an equation with  $\psi_{oi} Q_{ki}$  is present and this is a contrast both to the 4<sup>th</sup> paragraph of Chapter 4 and to EN 1990, where correctly  $\psi_{2i} Q_{ki}$  of quasi-permanent combination is used.
29. **Clause 5.1.8.1.7 p. 132/133** – Without any reason, for prestressed elements the concrete stress limits in SLS are changed with respect to clauses 5.1.2.2.7.1 and 5.1.2.2.6.5 and anyway they are strongly conflicting with EN 1992.
30. **Clause 5.1.8.1.8 p. 134** The use of the symbols  $\gamma_{m,c}$  and  $\gamma_{Rd}$  is improper with respect to Eurocodes symbology and to their physical meaning.
31. **Clause 5.1.8.1.10 p.134/135** – Besides the improper use of the symbol  $\gamma_{m,s}$  which is not in this case a safety factor, following the updated Eurocode 2 criteria the second stress limitation  $\sigma_{sp} \leq f_{ptk} / \gamma_{m,s}$  with  $\gamma_{m,s}=1,65$  has no justification.
32. **Clauses 5.1.10/5.1.10.1-2-3 p. 140/142** – The classification into “declared series” and “controlled series” is completely **inconsistent with the EN harmonised standards which must be complied with by precast concrete products following Directive 89/106.**

33. **Clause 5.2.2.1 p. 149** The definition of cross section classes given in TU is based on limit values of section curvature; contrary, the b/t ratios given in Eurocode 3 for the same classification are based both on rotation capacity and resistance.
34. **Clause 5.2.2.2 p. 150** Conflicting with Eurocode 3, general rules for computing the strength of cross sections are given in TU only in case of flexural behaviour, being just mentioned the other cases.
35. **Clause 5.2.2.3 p. 150** Eurocode 3 specifies that the plastic analysis of steel frames can be adopted only if stability of members in correspondence of plastic hinges and in between them is guaranteed by providing adequate restraints against lateral displacements. There is **no** such type of limitation in TU (it is on the unsafe side).
36. **Clause 5.2.3.1.1 p. 152** Contrary to Eurocode 3, the values of combination factors  $\psi$  are not defined for bridges and industrial buildings, but just left to the agreement between designer and client.
37. **Clause 5.2.3.1.3.2 p. 154** – Resistance evaluation format is not consistent with EN 1990 (clause 6.3.5 – formula 6.6(b) and following note).
38. **Clause 5.2.3.3 p. 161-162** – Simplified method (“Allowable stresses” method) is conflicting with EN 1990, where only Limit States method is foreseen.
39. **Clause 5.2.3.2.1 p. 157** The format defining the partial factor for steel is conflicting with that adopted by Eurocode 3 and leads to very conservative values with respect to those suggested by Eurocode 3.
40. **Clause 5.2.9 p. 169** Eurocode 3 suggests that it is not required to protect from corrosion internal parts of buildings, if relative humidity is not larger than 80%. TU does not give such indication.
41. **Clause 5.3.2.1.2 (Table 5.3.1) p. 173** TU defines only 3 load-duration classes; on the contrary Eurocode 5 (clause 2.3.1.2, Table 2.1) specifies 5 classes. In the TU, in particular, the "Instantaneous" class is forgotten in clause 5.3.2.1.2, whereas it is mentioned in the chapters related to the special rules for the design of earthquake resistant structures (see clause 5.7.12.1). The other class not defined in TU is the "medium-term" one.
42. **Clause 5.3.2.1.3 and Table 5.3.3 pp. 173/174** TU defines only 2 service classes, whereas Eurocode 5 (clause 2.3.1.3) defines 3 classes. The system of "service classes" is mainly aimed at assigning strength values and for calculating deformations under defined environmental conditions. It seems to be particularly critical to forget, in TU, the 2nd class (timber elements outside, but not directly exposed).
43. **Clause 5.3.2.1.3 (Table 5.3.2) p. 174** TU defines only 1 (one) value of partial safety factor for material properties and resistances  $\gamma_M$ : this value is 1,35 for all the materials and connections listed. On the contrary, Eurocode 5 gives different values for different materials or connections. As an example, it is obvious to adopt, for materials like glued laminated timber or LVL, values of  $\gamma_M$  different (lower) from the one adopted for solid timber: these are reported in Eurocode 5, clause 2.4.1, Table 2.3.
44. **Clauses 5.3.2.1.3 (Table 5.3.3) and 5.3.2.2.2 (Table 5.3.4) pp. 174/175** TU defines the values of partial factors for material properties and resistances, and other relevant values (i.e.  $k_{mod}$  and  $k_{def}$ ), only for the following materials: solid timber, glued laminated timber, LVL, plywood. On the contrary, Eurocode 5 gives complete information also for other wood-based materials, i.e. OSB panels, Particle- and Fibre-board panels. Surely, it is not acceptable to make reference to the values of the parameters given for the few materials cited in TU, since this can give design results on the unsafe side.
45. **Clause 5.4.1 p. 181** - The masonry systems to which the TU refers are not clear in the definition section. In the following, it is found that the TU provisions refer only to unreinforced and reinforced masonry, whereas the Eurocode 6 refers to unreinforced, reinforced, prestressed and confined masonry.
46. **Clause 5.4.2.2 p. 181** - The types of units to be used for structural masonry are limited to clay and concrete and, if perforated, only with vertical holes. **This is in conflict** with the Eurocode 6 and also **with the harmonised product standard EN 771**.

47. **Clause 5.4.2.2 p. 181** - In the TU, there is no reference to frogs, gripholes, etc. (Eurocode 6).
48. **Clause 5.4.2.2 p. 182** - The classification of masonry unit on the basis of the percentage of holes given in Table 5.4.la and 5.4.lb is different from that given in Table 3.1 in Eurocode 6.
49. **Clause 5.4.2.2 p. 182** - In the TU, any reference to minimum values of thickness of webs and shells of units is lacking (given in Table 3.1 of Eurocode 6) and also any reference to minimum strength of units (given in Eurocode 8 part 1 chapter 9). See also 11.9.
50. **Clause 5.4.2.3 p. 182** - The defined types of masonry walls are only partially overlapping with those given by the Eurocode 6 (single leaf and double leaf walls, natural stone walls) but other types are missing (cavity walls, etc). In the following, there is no reference on how to deal with double leaf walls.
51. **Clause 5.4.2.3 p. 182** - Characteristics (spacing and dimensions) of bonding units in stone masonry are different in Eurocode 6.
52. **Clause 5.4.3 p. 183** - In the case of safety verifications requiring a value of characteristic compressive strength for masonry higher than  $8 \text{ N/mm}^2$ , the TU requires an experimental verification of masonry strength whereas the Eurocode 6 does not. See also 11.9.5.
53. **Clause 5.4.4 p. 183** - The structural conception of masonry buildings given in the TU is not referred to in Eurocode 6.
54. **Clause 5.4.4 p. 184** - In the TU figures are given for the minimum thicknesses of walls, changing with the type of masonry materials, whereas the Eurocode 6 only states that 'The minimum thickness of a wall shall be that required to give a robust wall and one that satisfies the outcome of the calculations' and gives only a value of minimum area on plan equal to  $0,04 \text{ m}^2$ . Different values of thicknesses are given in the Eurocode 8, part 1 chapter 9.
55. **Clause 5.4.4 p. 184** - Determination of reduction factor for the effective height of walls on the basis of lateral and edge restraints (and the corresponding effective height of masonry walls) is described more in detail in the Eurocode 6 than in the TU.
56. **Clause 5.4.4 p. 184** - The maximum slenderness of walls is equal to 20 in the TU, is equal to 27 in Eurocode 6 part 3 (and smaller than 20 in the Eurocode 8 part 1 chapter 9). In the Eurocode 6 the slenderness is defined as effective height/effective thickness, whereas in the TU is defined as effective height/thickness (effective thickness is equal to the thickness of the wall only in the case of single leaf wall).
57. **Clause 5.4.5 p. 185** - Differences with respect to the corresponding clause in Eurocode 6 (the members torsional moment is not taken into account, the difference in axial loads due to horizontal actions is taken into account only for buildings taller than 10 m).
58. **Clause 5.4.5 p. 185** - Simplified models base on different edge restraints and the corresponding evaluation of the eccentricity are treated much more in detail in the Eurocode 6 (including Eurocode 6 part 3).
59. **Clause 5.4.5.1 p. 186** - At SLU, the definition of actions is different. In the TU,  $\psi_{Di}$  has to be defined on the basis of statistical evaluation, whereas the Eurocodes define their values on the basis of the type of building and load. A clear reference to Table 5.1.III where values for  $\psi_{Di}$  are shown is lacking.  $\psi_{1i}$  and  $\psi_{2i}$  are defined in different way in the TU than in the Eurocodes. There are differences in general in the definition of the combination of actions for ULS and SLS and on partial factors  $\gamma$ .
60. **Clause 5.4.5.2 p. 187** - Eccentricity due to axial load (Annex C of Eurocode 6) and due to construction deviation is evaluated in different way in the TU ( $e_a=h/200$ ) and the Eurocode 6 ( $e_1=h_{ef}/450$ ).
61. **Clause 5.4.6 p. 187** - The application of allowable stresses method is allowed, it is not in the Eurocodes. Correspondingly, all the references to allowable stresses calculation and the entire clauses 5.4.6.3 with its sub-clauses do not have any reference in the Eurocode 6.

62. **Clause 5.4.6 p. 188** - Serviceability limit states are treated in different ways, i.e. there is no specification, detailing and conditions under which these verifications can be omitted. The requirement on inter-storey drift is not reported in the Eurocode 6.
63. **Clause 5.4.6.1 p. 188** - Values of  $f_k$  and  $f_{vk}$  to be used for the definition of the design strength are obtained in different ways in Eurocode 6 (see also 11.9.5.1 and 11.9.5.2).
64. **Clause 5.4.6.1 p. 188** - The TU does not take into account the different head and bed joint typologies in the definition of  $f_k$  and  $f_{vk}$ , whereas the Eurocode 6 does.
65. **Clause 5.4.6.1 p. 188** -  $\gamma_m$  values are defined less in detail and with different values than in the relevant note on verification by the partial factor method given in Eurocode 6 (see also 11.9.1).
66. **Clause 5.4.6.1 p. 188** - Values of  $\gamma_m$  are defined for both verification at ultimate limit state and at allowable stresses, but they are not defined for verification at serviceability state (in Eurocode 6 they are equal to 1,0 for SLS).
67. **Clause 5.4.6.1 p. 188** - A factor  $\gamma_{r,d}$  connected to model uncertainties that multiplies  $\gamma_m$  and is jointly defined by the clients and the designer is introduced in conflict with Eurocode 6.
68. **Clause 5.4.6.2 pp. 189/192** - In the TU, methods for the verification of URM subjected to combined vertical and horizontal loading (method using apparent flexural strength, or equivalent bending coefficient) are not taken into account. Furthermore, in conflict with Eurocode 6 no reference to walls subject to the effect of arching between supports is taken into account, and in general the discussion on walls subject to lateral loading and on flexural strength of unreinforced masonry is lacking.
69. **Clause 5.4.6.2.1 p. 189** - For ultimate limit state verification, the capacity reduction factor  $\Phi$  allowing for effects of slenderness and eccentricity of loading is evaluated in different ways by the TU (Table 5.4.IV) and the Eurocode 6 (eq. 6.4).
70. **Clause 5.4.6.2.3 p. 190** - In the TU, the  $\beta$  coefficient for partial section is equal to 1 if the eccentricity is less than  $1/3 l$  (but it should be  $1/6$ ), then the verification under the hypothesis of linear stress distribution is allowed only if the eccentricity is smaller than  $0,22 l$ , whereas it is allowed for any value of eccentricity in the case of the Eurocode 6.
71. **Clause 5.4.6.2.4 p. 190** - This clause is taken from the Eurocode 6 but the evaluation of the enhancement factor for concentrated load  $\beta$  is based on a classification of units based on product category in the TU, whereas in the Eurocode 6 is referred to the grouping of units (type of unit and percentage of holes).
72. **Clause 5.4.6.3 pp. 192/193** - See clause 5.4.6
73. **Clause 5.4.7 p. 194** - The TU gives a minimum strength of mortar or concrete for reinforced masonry that is different from those given in the Eurocode 6 and Eurocode 8 as well.
74. **Clause 5.4.7 p. 194** - The TU does not give any provision about anchorage, laps, cover and other reinforcement details, including the fact that the TU states that the minimum area of reinforcement should be determined by the designer, whereas Eurocode 6 gives minimum values for horizontal and vertical reinforcement. In general, the TU deals with reinforced masonry in too general terms, also in clause 5.7.11.4 (constructive details).
75. **Clause 5.4.7 p. 194** - A factor  $\gamma_d$  that multiplies  $\gamma_m$  for the definition of design strength of reinforcement is introduced in the TU. Definition of allowable stresses does not have any correspondence in the Eurocode 6.
76. **Clause 5.6.1.1 p. 198** The TU provisions refer to the elastic behaviour of composite members by means of the homogenization method (modular ratio method). Contrary to Eurocode 4, the plastic behaviour of materials is ignored in the ultimate limit state checks of cross-sections. Stability requirements are not provided for composite columns (conflict with Eurocode 4).

77. **Clause 5.6.1.2 p. 198** TU states that shear connectors must be distributed according to the elastic longitudinal shear diagram only, thus excluding the possibility to use any other distributions, exploiting the ductile behaviour of shear connectors, such as those commonly used in buildings (conflict with Eurocode 4). Material quality of stub shear connectors is missing.
78. **Clause 5.6.1.4 p. 199** Conflicting with Eurocode 4, partially encased composite columns are ignored in TU.
79. **Clause 5.7.3 p. 202** – Distinction of Class 1 and Class 2 with the consequent application rules is inconsistent with Eurocode 8 format in which the importance factor  $\gamma_1$  is used.
80. **Clause 5.7.4 p. 203** – The new requirement stating that dissipative columns cannot be used for bearing vertical loads: is conflicting with EN 1998 criteria.
81. **Clause 5.7.4 p. 203** – There is a completely distorted definition of “secondary elements” referred to non structural elements (partitioning walls,...) that makes vain the corresponding requirement of Eurocode 8.
82. **Clause 5.7.4.1 p. 203** – The requirement for an unintended eccentricity of seismic action is missing with respect to fundamental requirements of Eurocode 8.
83. **Clause 5.7.4.2 p.203** – It is not possible to exclude, when the structural regularity allows it, the linear static analysis based on equivalent forces as provided by Eurocode 8 and by all other seismic codes.
84. **Clause 5.7.7.1.1 p. 204** As a general remark, q-factors must be clearly identified for all typologies of different materials and not just selected on the basis of the designer criteria, conflicting with Eurocode 8. The definition of the amplification factor  $K_u$  is wrong, because the terms of the ratio are inverted and, in addition, it is contradictory with the  $\alpha_u/\alpha_1$  factor in Eurocode 8.
85. **Clause 5.7.8 p. 206** – Under item b, the concrete contribution to shear resistance is quoted, referring to a “standard method” for shear design of beams which is no longer present in EN version of Eurocode 2 and Eurocode 8.
86. **Clause 5.7.8 p. 206** – In the first paragraph plastic hinges formation is excluded in resistant structural elements: this would require to assume, in the equivalent static forces method, the behaviour factor  $q=1$  for all structures, which is a contrast to the base philosophy of Eurocode 8 and of any other seismic code.
87. **Clause 5.7.10 p. 207** Eccentric bracings, which are now-a-day a very effective structural scheme for seismic resistant steel structures, are not specifically considered in TU, conflicting with Eurocode 8.
88. **Clause 6.2.3 p. 223/232** – The traffic loads and design methods for bridges are a mix of Eurocode 1 and of the present national Code which leads to paradoxical results, being inconsistent both with the new European Code and with the old national Code.
89. **Clause 6.2.3.3.3 p. 225** – The reduction to 90% of the intensity of load scheme 1 for local verifications has no justification, except to adjust the wrong application of the dynamic coefficient of clause 6.2.3.2.
90. **Clause 6.2.3.3.3 p. 225** – In EN 1991 format, which is comprehensive of the dynamic effects, the crowd load shall be taken from 4,0 to 5,0 kN/m<sup>2</sup>.
91. **Clause 6.2.3.3.3 p. 225** – The schemes of traffic loads for bridges longer than 300 m are inconsistent with EN 1991.
92. **Clause 6.2.3.3.3 p. 225** – Reduction of the intensity of Load Model 1 for local verification is not consistent with EN 1991-2.
93. **Clause 6.2.3.3.3 p. 226** – Load Model 1 application, summarized in figure 6.2, where the tandem systems cannot coexist with UDLs, is not coherent with EN 1991-2 where tandem systems and UDLs coexist (Fig. 4.2.a).

94. **Clause 6.2.3.12 p. 231** – In Eurocodes format for traffic loads a  $\gamma_F$  value lower than for other variable actions is given ( $\gamma_F=1,35$  instead of  $\gamma_F=1,5$ ): Table 6.2.IV should be modified accordingly.
95. **Clause 6.2.4.2.1 p. 232/233** – Requirements on fatigue appear too generic and lacking for load spectra: the text of Eurocode 1 and Eurocode 2-2 should be used.
96. **Clause 6.3.1.3.2 p. 271 TU** allows verification with allowable stresses for railway bridges, conflicting not only with Eurocodes but even with the general part in which it is limited to simple buildings only..
97. **Clause 6.2.3.4 p. 226** – Traffic load values for Load Model n. 1 (table 6.2.II) are the same given in EN 1991-2. Characteristic values given in EN 1991-2 include dynamic magnification (4.2.2(4)), therefore this additional dynamic magnification is not justified: it would lead to extremely high values of design loads, especially for short span bridges, which are the most common ones (over 95% of the European bridges are shorter than 30 m). The choice  $\gamma_Q=1,5$  (table 6.II.IV) determines further raise up of design traffic loads (recommended value in EN 1990-A2 is  $\gamma_Q=1,35$ ).
98. **Clause 6.2.3.5 p. 229**– The minimum values of the breaking forces ( $0,2 \sum_i Q_{ik}$  for class 1 bridges or  $0,15 \sum_i 0,75 Q_{ik}$ ) could be much lower than the ones fixed in Eurocode 1 (180  $\alpha_{Q1}$  kN).
99. **Clause 6.2.3.6 p. 230** – Nature and values of centrifugal forces (distributed loads given in table 6.2.III) are quite different from the ones given in Eurocode 1 (concentrated loads given in Table 4.3).
100. **Clause 6.2.3.8 p. 230** – For seismic analysis it is not possible to leave to the designer and/or to the client the choice of the “convenient mass corresponding to variable load”: this mass is clearly specified in Eurocode 8.
101. **Clause 6.2.3.12 p. 231** – The first part of Table 6.2.IV referred to “Allowable stresses” method is conflicting with the introduction of Chapter 5 where this method is reserved only to “civil buildings” out of seismic zones 1 and 2.
102. **Clause 11.2.2 p. 343** – The distinction of reinforcing steel between “hot rolled steel” and “cold drawn steel” is conflicting with the **harmonized product standard EN 10080 and shows the risk of obstacles to trade created when the Member States still produce product standards.**
103. **Clause 11.2.2.3 p. 346** – The distinction of reinforcing steel between “hot rolled steel” and “cold drawn steel” is conflicting with the **harmonized product standard EN 10080 and shows the risk of obstacles to trade created when the Member States still produce product standards.**
104. **Clause 11.9.2 p. 388** - The compressive strength of the units in the direction parallel to vertical loads is evaluated as a characteristic value and it is different from the normalized mean compressive strength given in EN 772-1 and Eurocode 6 and consequently the evaluation of the characteristic compressive strength of masonry walls changes.
105. **Clause 11.9.3 p. 389** - The compressive strength of the units in the direction orthogonal to vertical loads is evaluated as a characteristic value and it is different from the normalized mean compressive strength given in EN 772-1 and Eurocode 6 and consequently the value to be used for the evaluation of the characteristic compressive strength of masonry walls changes.
106. **Clause 11.9.4 p. 390** - The specification on minimum mortar compressive strength (1 N/mm<sup>2</sup>) is not consistent with that given by the Eurocode 6, which is given only for reinforced masonry and that is equal to 4 or 2 N/mm<sup>2</sup> according to the type reinforcement (respectively other than bed joint and bed joint reinforcement). It is not even consistent with that given by the Eurocode 8.
107. **Clause 11.9.4 p. 390** - The classes reported in Table 11.9.V are in **conflict with those reported in the harmonised product standard EN 998-2** (class M1 is not reported). In the TU, it is no longer made reference to the description of mortar made using the mortar constituents (i.e. cement, lime, sand by volume), whereas in Eurocode 6 this classification system is still taken into account.
108. **Clause 11.9.4 p. 390** - The TU eliminates site-made mortars (it states that all the mortars for structural use should be of class 2+), whereas the Eurocode 6 considers both factory made and site-made mortars.

109. **Clause 11.9.5.1 pp. 390/391** - The test method for the determination of masonry compressive strength does not make any reference to the EN 1052-1 method. The specimen preparation, the curing and the load rate application and the evaluation of the characteristic compressive strength values **are in conflict with those given by the Eurocode 6 - EN 1052-1 test method.**
110. **Clause 11.9.5.1 p. 392** - The values of characteristic compressive strength on the basis of the characteristics of the constituent materials (Tables 11.9.VI and 11.9.VII) are not consistent with the formulations given by the Eurocode 6 (and tables given in Eurocode 6 part 3).
111. **Clause 11.9.5.2 p. 393** - The test method for the determination of masonry shear strength is in conflict with that given by the Eurocode 6 (respectively diagonal test method and test of sliding along a bed joint according to the **material standard EN 1052-3**).
112. **Clause 11.9.5.2 p. 393** - The values of characteristic shear strength for null compression on the basis of the characteristics of the constituent materials (Tables 11.9.VIII and 11.9.IX) are not consistent with the tabulated values found in the Eurocode 6 (and tables given in Eurocode 6 part 3).
113. **Clause 11.9.5.3 p. 394** - In the TU, the equation for the determination of the characteristic shear strength of the masonry wall to carry out the safety verifications is based on the use of an average compressive stress on the masonry wall section, whereas in Eurocode 6 it is based on an average value over the compressed portion of the wall. The limiting value for the characteristic shear strength calculated by using this formulation is different in the TU and the Eurocode 6.
114. **Clause 11.9.5.4 p. 394** - The values of  $f_k$  between which experimentally calculate the modulus of elasticity  $E$  are different in the TU and in the Eurocode 6 (namely, in **the EN 1052-1** test standard to which the Eurocode 6 refers to).
115. **Clause 12 p. 405** – Reference to Eurocodes is poor and not exhaustive. It should be clearly specified that use of Eurocodes, **supplemented by National Annexes**, is recommended.