

Verifiche agli stati limite: elementi lignei monodimensionali



APPROCCIO NORMATIVO – aspetti generali

Le proprietà meccaniche del legno strutturale dipendono:

- 1- DIFETTI
- 2- UMIDITÀ
- 3- DURATA DEL CARICO

LA NORMATIVA TIENE CONTO DI QUESTA DIPENDENZA
MEDIANTE DEGLI APPOSITI COEFFICIENTI CORRETTIVI
DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE:

$$K_h - K_{mod} - k_{def}$$



APPROCCIO NORMATIVO – effetto scala

L'influenza dei difetti sulla resistenza del legno è trattata dalle normative in **maniera probabilistica** e si basa sul cosiddetto **EFFETTO SCALA**

Tanto **maggior** è il **volum**e della trave, tanto **maggior** è la **probabilità di trovare un difetto**, e tanto più bassa la **resistenza in termini tensione**, della trave.

Le NTC 2008 (§ 11.7.1) considerano l'effetto scala mediante un **fattore amplificativo della resistenza a trazione e flessione** per elementi in legno massiccio e lamellare di «piccole dimensioni»

APPROCCIO NORMATIVO – effetto scala

Per il legno massiccio, i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm.

Pertanto, per elementi di legno massiccio sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \quad (11.7.1)$$

Per il legno lamellare incollato i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del campione di prova secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 600 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del provino è pari a 600 mm.

Di conseguenza, per elementi di legno lamellare sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600 mm, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,1 \right\} \quad (11.7.2)$$



APPROCCIO NORMATIVO – effetto scala

EUROCODE 5 – EN 1995-1-1:2014

(3) For rectangular solid timber with a characteristic timber density $\rho_k \leq 700 \text{ kg/m}^3$, the reference depth in bending or width (maximum cross-sectional dimension) in tension is 150 mm. For depths in bending or widths in tension of solid timber less than 150 mm the characteristic values for $f_{m,k}$ and $f_{t,0,k}$ may be increased by the factor k_h , given by:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\} \quad (3.1)$$

where h is the depth for bending members or width for tension members, in mm.

(3) For rectangular glued laminated timber, the reference depth in bending or width in tension is 600 mm. For depths in bending or widths in tension of glued laminated timber less than 600 mm

the characteristic values for $f_{m,k}$ and $f_{t,0,k}$ may be increased by the factor k_h , given by

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\}$$

where h is the depth for bending members or width for tensile members, in mm.



APPROCCIO NORMATIVO – umidità, durata del carico

**LA NORMATIVA TIENE CONTO DELL'EFFETTO COMBINATO
DELL'UMIDITÀ E DELLA DURATA DEL CARICO:**

1. ASSEGNANDO LE STRUTTURE LIGNEE A **CLASSI DI SERVIZIO**
2. ASSEGANDO LE AZIONI A **CLASSI DI DURATA DEL CARICO**

**NELLE VERIFICHE DI RESISTENZA VIENE UTILIZZATO IL COEFFICIENTE
CORRETTIVO DELLA RESISTENZA DEL MATERIALE K_{mod}**

**NELLE VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ VIENE UTILIZZATO IL COEFFICIENTE
CORRETTIVO DEL MODULO ELASTICO DEL MATERIALE $1/(1+K_{def})$**



La definizione delle classi di servizio e della durata dei carichi e dei coefficienti correttivi K_{mod} e K_{def} è indicata dalla normativa



APPROCCIO NORMATIVO – durata del carico

4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I

Tabella 4.4.I - *Classi di durata del carico*

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

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

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

- il **peso proprio** e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla **classe di durata permanente**;
- i **carichi permanenti** suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di **lunga durata**;
- i **carichi variabili** degli edifici, ad eccezione di quelli di magazzini e depositi, appartengono alla classe di **media durata**;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito;
- l'azione del **vento** e **le azioni eccezionali** in genere, appartengono alla classe di durata **istantanea**.

SISMA



APPROCCIO NORMATIVO – durata del carico

EUROCODE 5 – EN 1995-1-1:2014

Table 2.1 – Load-duration classes

Load-duration class	Order of accumulated duration of characteristic load
Permanent	more than 10 years
Long-term	6 months – 10 years
Medium-term	1 week – 6 months
Short-term	less than one week
Instantaneous	

NOTE: Examples of load-duration assignment are given in Table 2.2. Since climatic loads (snow, wind) vary between countries, the assignment of load-duration classes may be specified in the National annex.

Table 2.2 – Examples of load-duration assignment

Load-duration class	Examples of loading
Permanent	self-weight
Long-term	storage
Medium-term	imposed floor load, snow
Short-term	snow, wind
Instantaneous	wind, accidental load

fuoco, sisma

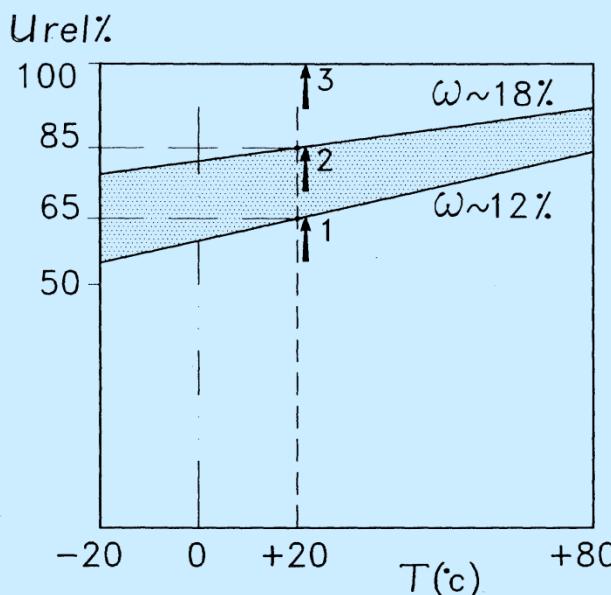
APPROCCIO NORMATIVO – classi di servizio

4.4.5 CLASSI DI SERVIZIO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II.

Tabella 4.4.II -*Classi di servizio*

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e 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 del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e 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 elevata di quella della classe di servizio 2.



Possono appartenere alla classe di servizio 1 gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno di edifici.

Possono appartenere alla classe di servizio 2 gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare.

Possono appartenere alla classe di servizio 3 gli elementi lignei posti all'esterno direttamente esposti alle intemperie.



APPROCCIO NORMATIVO – classi di servizio

EUROCODE 5 – EN 1995-1-1:2014

2.3.1.3 *Service classes*

(1)P Structures shall be assigned to one of the service classes given below:

NOTE 1: The service class system is mainly aimed at assigning strength values and for calculating deformations under defined environmental conditions.

NOTE 2: Information on the assignment of structures to service classes given in (2)P, (3)P and (4)P may be given in the National annex.

(2)P Service class 1 is characterised by a moisture content in the materials corresponding to a temperature of 20°C and the relative humidity of the surrounding air only exceeding 65 % for a few weeks per year.

NOTE: In service class 1 the average moisture content in most softwoods will not exceed 12 %.

(3)P Service class 2 is characterised by a moisture content in the materials corresponding to a temperature of 20°C and the relative humidity of the surrounding air only exceeding 85 % for a few weeks per year.

NOTE: In service class 2 the average moisture content in most softwoods will not exceed 20 %.

(4)P Service class 3 is characterised by climatic conditions leading to higher moisture contents than in service class 2.

4.4.6 RESISTENZA DI CALCOLO

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M} \quad (4.4.1)$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

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

APPROCCIO NORMATIVO – valori di k_{mod}

Valori di K_{mod} : tabella 4.4.IV NTC 2008

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

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		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
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90
			2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60

Non vi è differenza tra legno massiccio e legno lamellare

L' influenza della colla è rilevante per i carichi permanenti

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

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90



APPROCCIO NORMATIVO – valori di k_{mod}

Valori di K_{mod} : tabella A5 CNR DT-206 e EC5

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato Microlamellare (LVL)	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	EN 14374, EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Parti 1, 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Parti 2, 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
	Parte 3						
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/2	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
	OSB/3 OSB/4						
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	Parti 4, 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	Parte 5	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	Parti 6, 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
	Parte 7						
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	HB.HLA 1 o 2						
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 o 2	2	-	-	-	0,45	0,80
	MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	EN 622-5	2	-	-	-	0,45	0,80
	MDF.LA,						
	MDF.HLS						
	MDF.HLS						



APPROCCIO NORMATIVO – valori di k_{mod}

Valori di k_{mod} : Tabella 4.4.IV bozza revisione NTC 2008

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

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato (*) LVL	UNI EN 14081-1 UNI EN 14080 UNI EN 14374, UNI EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MBH.HLS1 o 2	2	-	-	-	0,45
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45

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

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



APPROCCIO NORMATIVO – verifiche SLE

4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V.



APPROCCIO NORMATIVO – coefficiente k_{def}

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

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	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
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di 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, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

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, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Prestare molta attenzione quando si mettono in opera travi non essicate $\omega > 20\%$



APPROCCIO NORMATIVO – coefficiente k_{def}

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

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	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
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di 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, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

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, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Prestare molta attenzione quando si mettono in opera travi non essicate $\omega > 20\%$



APPROCCIO NORMATIVO – coefficiente k_{def}

Valori di k_{def} : Tabella 4.4.V bozza revisione NTC 2008

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

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015	0,80	-	-
		0,80	1,00	-
		0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-
		Parte 5	2,25	3,00
		Parte 6	1,50	-
		Parte 7	1,50	2,25
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2::2005	HB.LA	2,25	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

Per materiale posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione delle fibre, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

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

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

§ 4.4.1 NTC2008

“I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.”

4.4.10 ROBURTEZZA

I requisiti di robustezza strutturale di cui ai §§ 2.1 e 3.1.1 possono essere raggiunti anche mediante l'adozione di **opportune scelte progettuali** e di **adeguati provvedimenti costruttivi** che, per gli elementi lignei, devono riguardare almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;
- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.



4.4.13 DURABILITÀ

In relazione alla classe di servizio della struttura e alle condizioni di carico, dovrà essere predisposto in sede progettuale **un programma delle operazioni di manutenzione** e di controllo da effettuarsi durante l'esercizio della struttura.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8 STATI LIMITE ULTIMI - 4.4.8.1 Verifiche di Resistenza:

Dato che i valori caratteristici dei materiali sono determinati in base all'assunzione che esista una **relazione lineare fra tensione e deformazione fino a rottura, la verifica della resistenza di singoli elementi** deve essere anch'essa basata sulla medesima relazione lineare.

Le verifiche di resistenza di una sezione consistono in semplici verifiche tensionali.

$$\sigma_{\max} \leq f_d$$

tensione di calcolo

resistenza di calcolo

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M} \quad (4.4.1)$$

dove

- γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale
 - k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico (classe di durata del carico) sia dell'umidità della struttura (classe di servizio)



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

NTC2008

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

EC5 / EC8

Combinazioni fondamentali:	
Legno massiccio	1,3
Legno lamellare incollato	1,25
LVL, compensato, OSB,	1,2
Pannelli di particelle	1,3
Pannelli di fibre, alta densità	1,3
Pannelli di fibre, media densità	1,3
Pannelli di fibre, MDF	1,3
Pannelli di fibre, bassa densità	1,3
Connessioni	1,3
Mezzi di unione a piastra metallica punzonata	1,25
Combinazioni accidentali	1,0

SISMA

SISMA

- (2)P Per la verifica allo stato limite ultimo di strutture progettate in conformità al concetto di comportamento strutturale di tipo non-dissipativo (classe di duttilità L), si applicano i coefficienti parziali di sicurezza γ_M per le caratteristiche del materiale impiegato relativi alle combinazioni di carico fondamentali indicate nella EN 1995.
- (3)P Per la verifica allo stato limite ultimo di strutture progettate in conformità al concetto di comportamento strutturale di tipo dissipativo (classe di duttilità M o H), si applicano i coefficienti parziali di sicurezza γ_M relativi alle caratteristiche del materiale impiegato relativi alle combinazioni di carico accidentali indicate nella EN 1995.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

NTC2008

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

SISMA

NTC 2008

Se la resistenza dei materiali è giustificatamente ridotta (anche sulla base di apposite prove sperimentali) per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

EC5 / EC8

Combinazioni fondamentali:	
Legno massiccio	1,3
Legno lamellare incollato	1,25
LVL, compensato, OSB,	1,2
Pannelli di particelle	1,3
Pannelli di fibre, alta densità	1,3
Pannelli di fibre, media densità	1,3
Pannelli di fibre, MDF	1,3
Pannelli di fibre, bassa densità	1,3
Connessioni	1,3
Mezzi di unione a piastra metallica punzonata	1,25
Combinazioni accidentali	1,0

SISMA

EUROCODE 8

(2)P For ultimate limit state verifications of structures designed in accordance with the concept of low-dissipative structural behaviour (Ductility class L), the partial factors for material properties γ_M for fundamental load combinations from EN 1995-1-1:2004 apply (AC1).

(3)P For ultimate limit state verifications of structures designed in accordance with the concept of dissipative structural behaviour (Ductility classes M or H), the partial factors for material properties γ_M for accidental load combinations from EN 1995-1-1:2004 apply (AC1).



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

Valori di γ_M : Tabella 4.4.III bozza revisione NTC 2008

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

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

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

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

La resistenza dei materiali può essere ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, giustificandolo sulla base di apposite prove sperimentali. In tal caso, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

CIRCOLARE APPLICATIVA NTC2008

C4.4.6 RESISTENZA DI CALCOLO

Per tenere conto della particolare situazione italiana, che vede per la prima volta una regolamentazione delle costruzioni di legno, il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M ed il coefficiente di correzione k_{mod} , che tiene conto dell'effetto della durata del carico e dell'umidità del legno, assumono valori più cautelativi rispetto a quelli previsti da analoghe normative europee.

**Giustificazione dei diversi valori assunti
nelle NTC per i coefficienti parziali e
correttivi: POCA ESPERIENZA**

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

SI CONSIDERANO ELEMENTI SOGGETTI AI SEGUENTI STATI DI SOLLECITAZIONE:

ELEMENTI SOGGETTI A
TENSIONI IN UNA SOLA
DIREZIONE PRINCIPALE

TRAZIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

COMPRESIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

TRAZIONE ORTOGONALE ALLA FIBRATURA

COMPRESIONE ORTOGONALE ALLA FIBRATURA

FLESSIONE

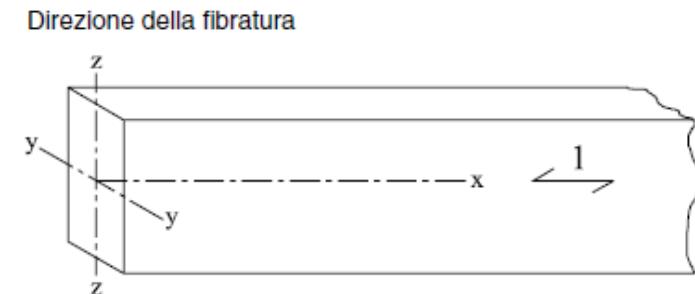
TAGLIO

TORSIONE

COMPRESIONE INCLINATA RISPETTO LA FIBRATURA

PRESSOFLESSIONE

TENSOFLESSIONE





Verifiche SLU di elementi monodimensionali

TRAZIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

dove:

$\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura calcolata sulla sezione netta;
 $f_{t,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al § 11.7.1.1

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione (in letteratura è suggerito 0.60).

COMPRESSESIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

dove:

$\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura;
 $f_{c,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi, come definita al §4.4.8.2.2.

TRAZIONE ORTOGONALE ALLA FIBRATURA

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo

COMPRESIONE ORTOGONALE ALLA FIBRATURA

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} \quad (4.4.4)$$

dove: $\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;

$f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.



PER QUESTI STATI DI TENSIONE DIVENTA IMPORTANTE LO STUDIO DEL DETTAGLIO COSTRUTTIVO

FLESSIONE

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.4.5a)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.4.5b)$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$

sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Fig. 4.4.1):

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$

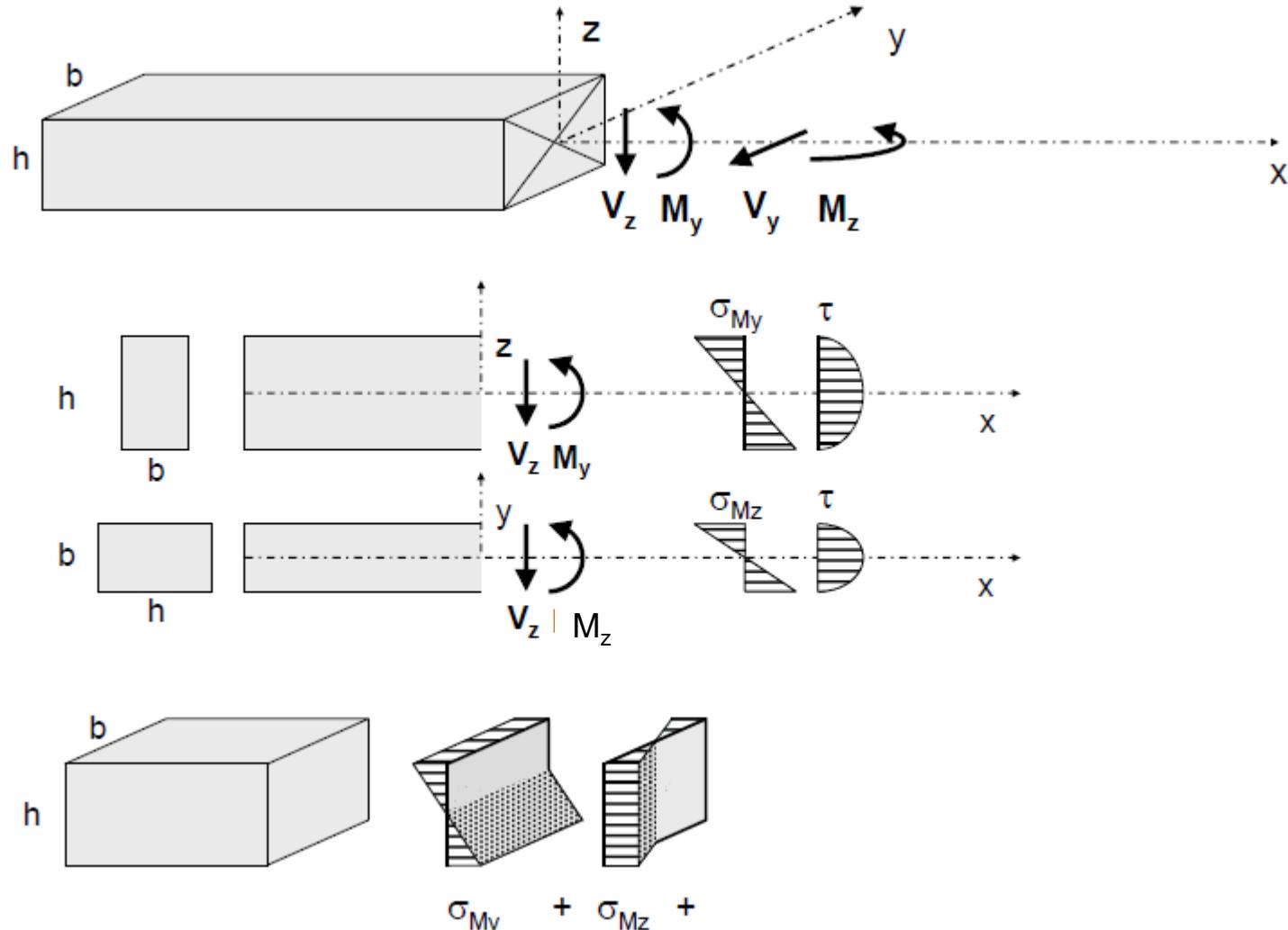
sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al § 11.7.1.1.

$$\sigma_{m,yd} = \frac{M_{yd}}{W_y} \quad \sigma_{m,zd} = \frac{M_{zd}}{W_z}$$

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

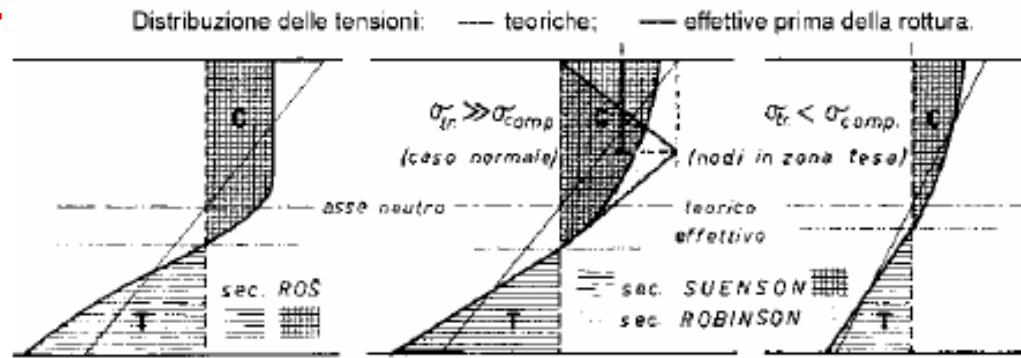
FLESSIONE



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

FLESSIONE



Il coeff. k_m tiene conto che la rottura nell'elemento soggetto a flessione deviata non avviene necessariamente per il raggiungimento di un valore massimo di tensione in un spigolo della sezione rettangolare

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

EUROCODE 5 – EN 1995-1-1:2014

6.1.6 Bending

(1)P The following expressions shall be satisfied:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.12)$$

where:

$\sigma_{m,y,d}$ and $\sigma_{m,z,d}$ are the design bending stresses about the principal axes as shown in Figure 6.1;

$f_{m,y,d}$ and $f_{m,z,d}$ are the corresponding design bending strengths.

NOTE: The factor k_m makes allowance for re-distribution of stresses and the effect of inhomogeneities of the material in a cross-section.

(2) The value of the factor k_m should be taken as follows:

For solid timber, glued laminated timber and LVL:

for rectangular sections: $k_m = 0,7$

for other cross-sections: $k_m = 1,0$

For other wood-based structural products, for all cross-sections: $k_m = 1,0$

(3)P A check shall also be made of the instability condition (see 6.3).

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

TAGLIO

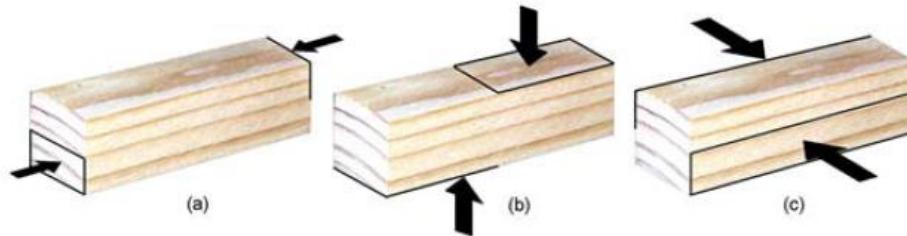
4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (4.4.8)$$

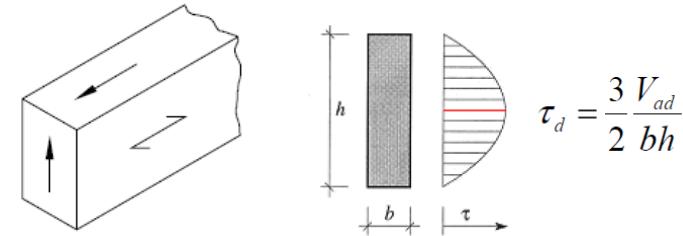
dove: τ_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;
 $f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M}$$

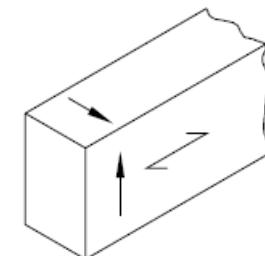


Sollecitazioni di taglio: (a) parallelo alla fibratura, (b) ortogonale alla fibratura, (c) per "rolling shear".

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura



$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S}{J \cdot b} = \begin{cases} 3/2(V_d / A) & \text{Sezioni rettangolari} \\ 4/3(V_d / A) & \text{Sezioni circolari} \end{cases}$$



TAGLIO

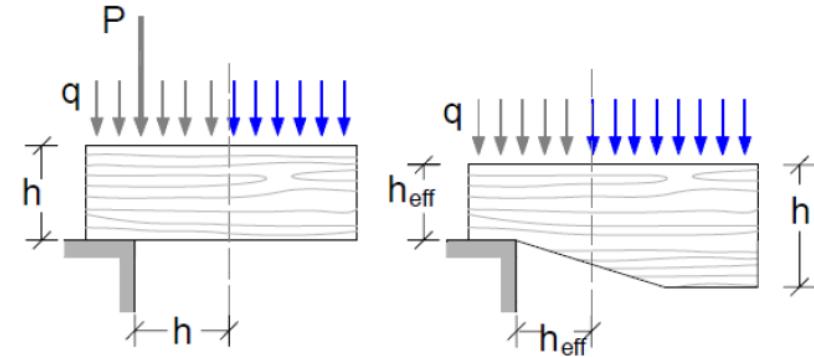
4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (4.4.8)$$

dove: τ_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;
 $f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.



Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

TAGLIO

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità - EC5 6.5.3.

Per travi aventi sezioni trasversali rettangolari e fibratura parallela alla lunghezza dell'elemento, si raccomanda che le tensioni di taglio in corrispondenza dell'appoggio intagliato siano calcolate adottando l'altezza efficace (ridotta) h_{ef}

$$\tau_d = \frac{1,5 V}{bh_{\text{ef}}} \leq k_v f_{v,d}$$

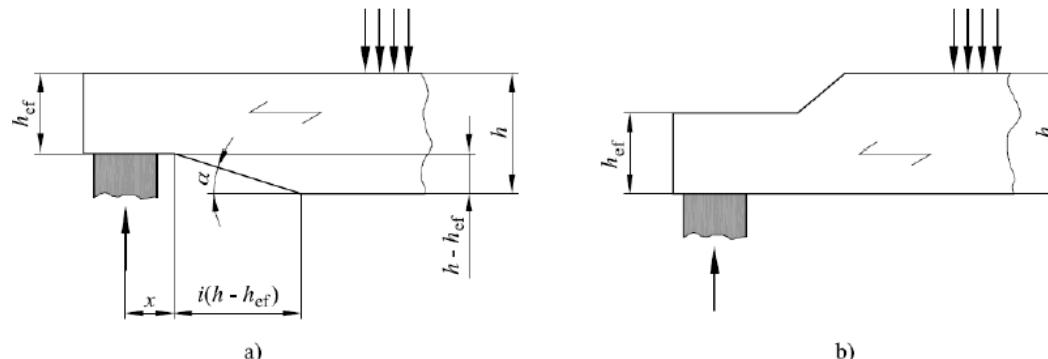
k_v = coefficiente di riduzione = 1 per travi intagliate sul lato opposto rispetto all'appoggio (figura 6.11b)

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1 i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{per travi intagliate sullo} \\ \text{stesso lato dell'appoggio} \\ \text{(figura 6.11a)} \end{array}$$

i = l'inclinazione dell'intaglio (figura 6.11a)
 h = altezza della trave in mm
 x = distanza fra la linea di azione della reazione all'appoggio e lo spigolo dell'intaglio

$$\alpha = \frac{h_{\text{ef}}}{h} \quad k_n = \begin{cases} 4,5 & \text{per LVL} \\ 5 & \text{per legno massiccio} \\ 6,5 & \text{per legno lamellare incollato} \end{cases}$$

figura 6.11 Travi con intaglio all'estremità



E' sconsigliabile l'uso di travi con intagli senza rastremazione o con lunghezza del tratto rastremato inferiore a 10 volte ($h-h_{\text{ef}}$) senza che siano presi opportuni provvedimenti per contrastare l'apertura delle fessure del materiale in zona tesa.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

TAGLIO

EC5:2009 prevede la riduzione dell'area di taglio per considerare la presenza delle fessurazioni in zone con contemporanea flessione (e.g. appoggi di travi continue, sbalzi)

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

(1)P For shear with a stress component parallel to the grain, see Figure 6.5(a), as well as for shear with both stress components perpendicular to the grain, see Figure 6.5(b), the following expression shall be satisfied:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (6.13)$$

where:

τ_d is the design shear stress;

$f_{v,d}$ is the design shear strength for the actual condition.

NOTE: The shear strength for rolling shear is approximately equal to twice the tensile strength perpendicular to grain.

(2) For the verification of shear resistance of members in bending, the influence of cracks should be taken into account using an effective width of the member given as:

$$b_{ef} = k_{cr} b \quad (6.13a)$$

where b is the width of the relevant section of the member.

NOTE: The recommended value for k_{cr} is given as

$k_{cr} = 0,67$ for solid timber

$k_{cr} = 0,67$ for glued laminated timber

$k_{cr} = 1,0$ for other wood-based products in accordance with EN 13986 and EN 14374.

Information on the National choice may be found in the National annex.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

TAGLIO

Bozza revisione NTC 2008

4.4.8.1.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad [4.4.8]$$

dove:

τ_d è la massima tensione tangenziale di progetto, valutata secondo la teoria di Jourawski, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto a taglio (formula 4.4.1).

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

TORSIONE

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{\text{tor,d}} \leq k_{\text{sh}} f_{v,d}, \quad (4.4.9)$$

- dove: $\tau_{\text{tor,d}}$ è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;
 k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale
 $f_{v,d}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

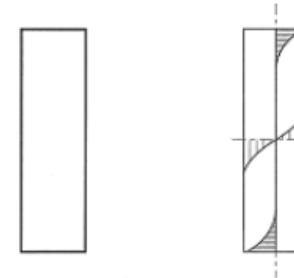
Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:

$$k_{\text{sh}} = 1,2 \quad \text{per sezioni circolari piene;}$$

$$k_{\text{sh}} = 1 + 0,15 h/b \leq 2 \quad \text{per sezioni rettangolari piene, di lati } b \text{ e } h, b \leq h;$$

$$k_{\text{sh}} = 1 \quad \text{per altri tipi di sezioni}$$

$$\tau_{\text{tor,d}} = \frac{M_{\text{tor,d}}}{J_t} b \quad J_t = \frac{b^3 h}{3(1 + 0.6b/h)}$$



Rilevante solo per sezioni allungate. In generale da evitare mediante accurata definizione dei vincoli (può favorire lo svergolamento delle membrature inflesse).

COMPRESSEIONE INCLINATA ALLA FIBRATURA

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza, con riferimento a normative di comprovata validità.

EC5 Tensioni di compressione inclinata rispetto alla fibratura

- (1)P Si deve tenere conto dell'interazione delle tensioni di compressione in due o più direzioni.
- (2) Si raccomanda che le tensioni di compressione inclinate di un angolo α rispetto alla fibratura, (vedere la figura 6.7), soddisfino la seguente espressione:

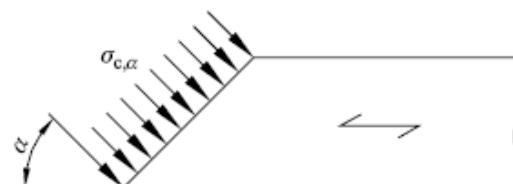
$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (6.16)$$

dove:

$\sigma_{c,\alpha,d}$ è la tensione di compressione inclinata di un angolo α rispetto alla direzione della fibratura;

$k_{c,90}$ è un coefficiente fornito nel punto 6.1.5 che tiene conto dell'effetto di qualsiasi tensione perpendicolare alla fibratura.

figura 6.7 Tensioni di compressione Inclinata rispetto alla fibratura



K_{c,90} varia da 1 a 1.75

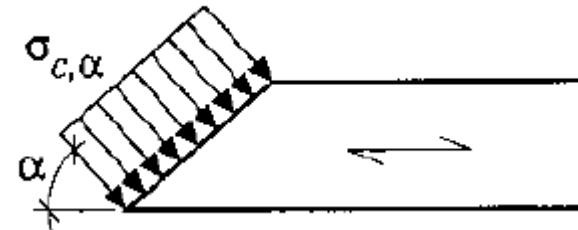
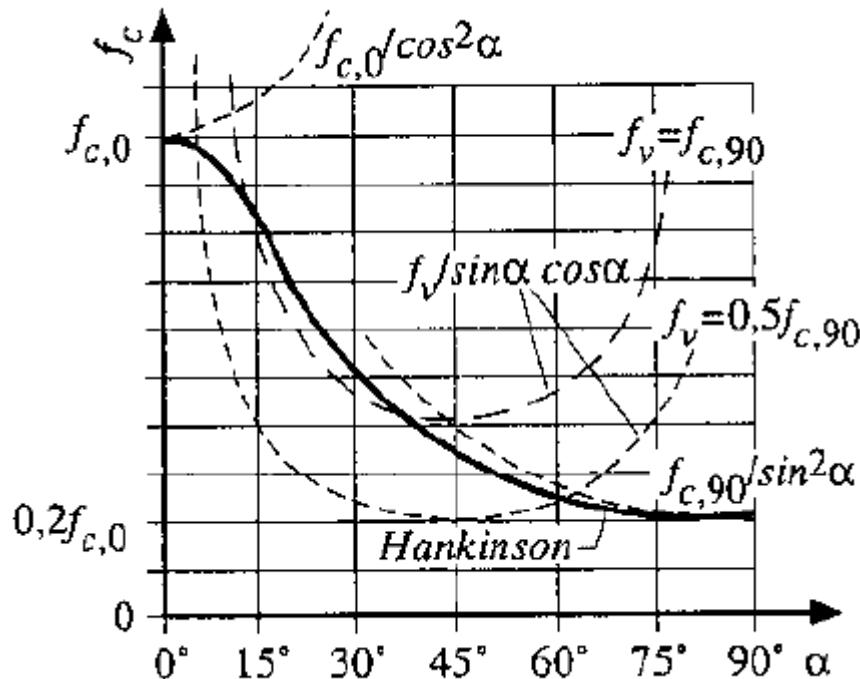
Coefficiente di
confinamento

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

COMPRESSEIONE INCLINATA ALLA FIBRATURA

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

Approccio di verifica proposto da Hankinson





Verifiche SLU di elementi monodimensionali

TENSOFLESSIONE

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (4.4.6a)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (4.4.6b)$$

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

PRESSOFLESSIONE

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 , \quad (4.4.7a)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 . \quad (4.4.7b)$$

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che **tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale**, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Devono essere inoltre effettuate le verifiche di instabilità come definite al § 4.4.8.2.2.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.1 Verifiche di Resistenza

TAGLIO E TORSIONE

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la formula di interazione:

$$\frac{\tau_{\text{tor,d}}}{k_{\text{sh}} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1, \quad (4.4.10)$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flesso-torsionale) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte.

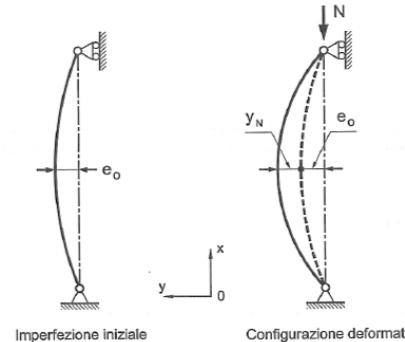
Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

INSTABILITÀ'

- DI COLONNA (elementi compressi)
- DI TRAVE (elementi inflessi)

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi compressi (instabilità di colonna)



Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} \leq 1, \quad (4.4.13)$$

- $\sigma_{c,o,d}$ tensione di compressione di calcolo per sforzo normale;
- $f_{c,o,d}$ resistenza di calcolo a compressione;
- $k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $\lambda_{rel,c}$, che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}}, \quad (4.4.14)$$

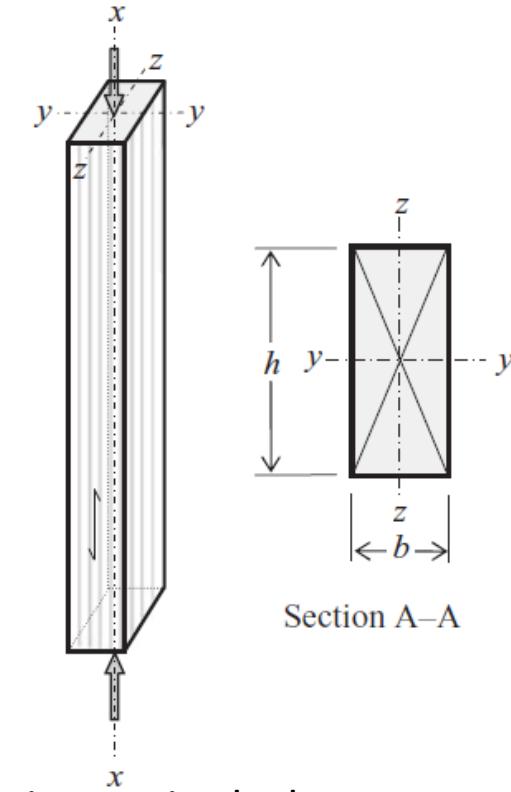
- $f_{c,o,k}$ resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;
- $\sigma_{c,crit}$ tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%);
- λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

Definizione di snellezza λ :

$$\lambda = \frac{L_e}{i}$$

$$i = \sqrt{I/A}$$



λ = snellezza

L_e = lunghezza libera di inflessione

i = raggio d'inerzia minimo della sezione

I = momento d'inerzia della sezione

Per una sezione rettangolare la snellezza λ nelle direzioni x e y si calcola come:

$$\lambda_y = \frac{L_{e,y}}{i_y} = \frac{L_{e,y}}{h/\sqrt{12}} \quad \text{and} \quad \lambda_z = \frac{L_{e,z}}{i_z} = \frac{L_{e,z}}{b/\sqrt{12}}$$

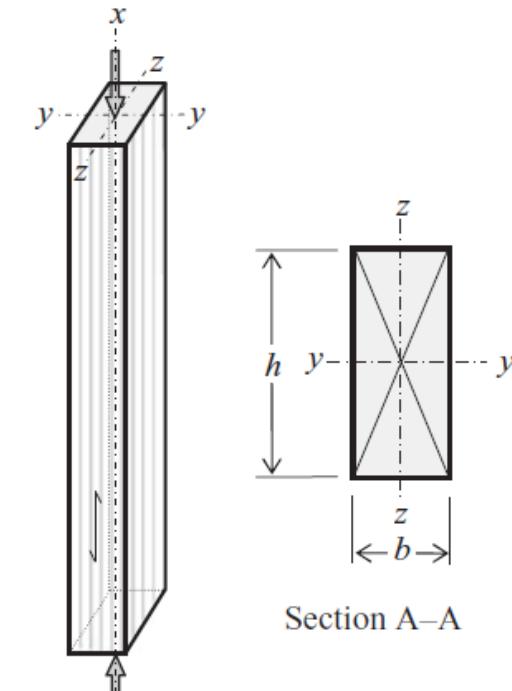
Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

Definizione di snellezza λ :

$$\lambda = \frac{L_e}{i}$$

$$i = \sqrt{I/A}$$



Section A-A

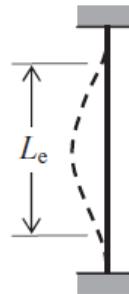
λ = snellezza

L_e = lunghezza libera di inflessione

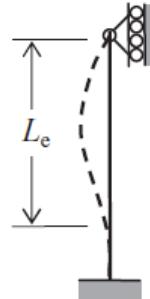
i = raggio d'inerzia minimo della sezione

I = momento d'inerzia della sezione

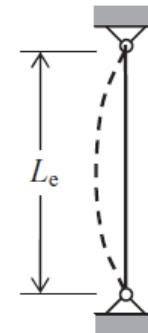
Per una



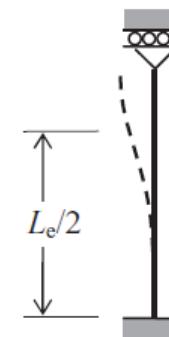
$$L_e = 0.7L$$



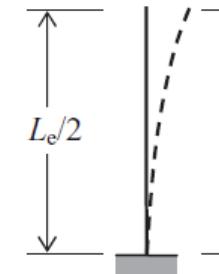
$$L_e = 0.85L$$



$$L_e = L$$



$$L_e = 1.5L$$



$$L_e = 2L$$

ne:



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi compressi (*instabilità di colonna*)

Quando $\lambda_{\text{rel,c}} \leq 0,3$ si deve porre $k_{\text{crit,c}} = 1$, altrimenti

$$k_{\text{crit,c}} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel,c}}^2}}, \quad (4.4.15)$$

con

$$k = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel,c}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel,c}}^2 \right) \quad (4.4.16)$$

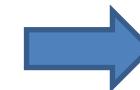
β_c coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità definiti al § 4.4.15, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio $\beta_c = 0,2$;
- per legno lamellare $\beta_c = 0,1$.

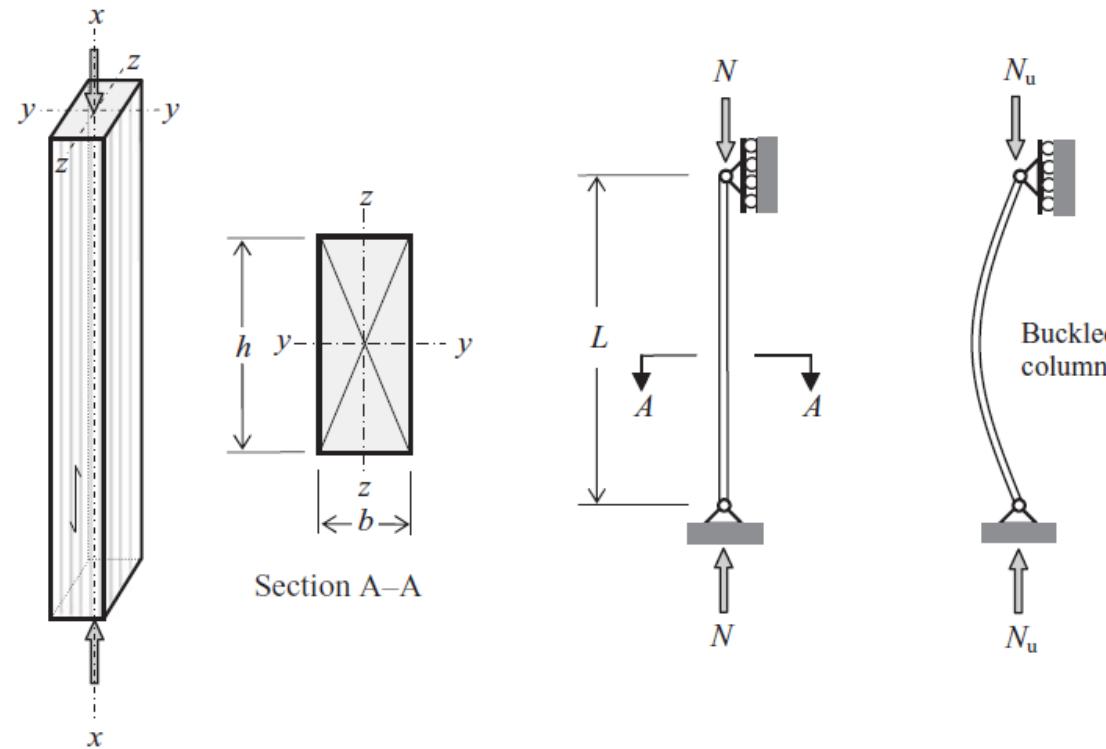
4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi compressi (instabilità di colonna)

- (1) Imperfezioni geometriche
- (2) Variazione delle proprietà
- (3) Snelenza, λ ,

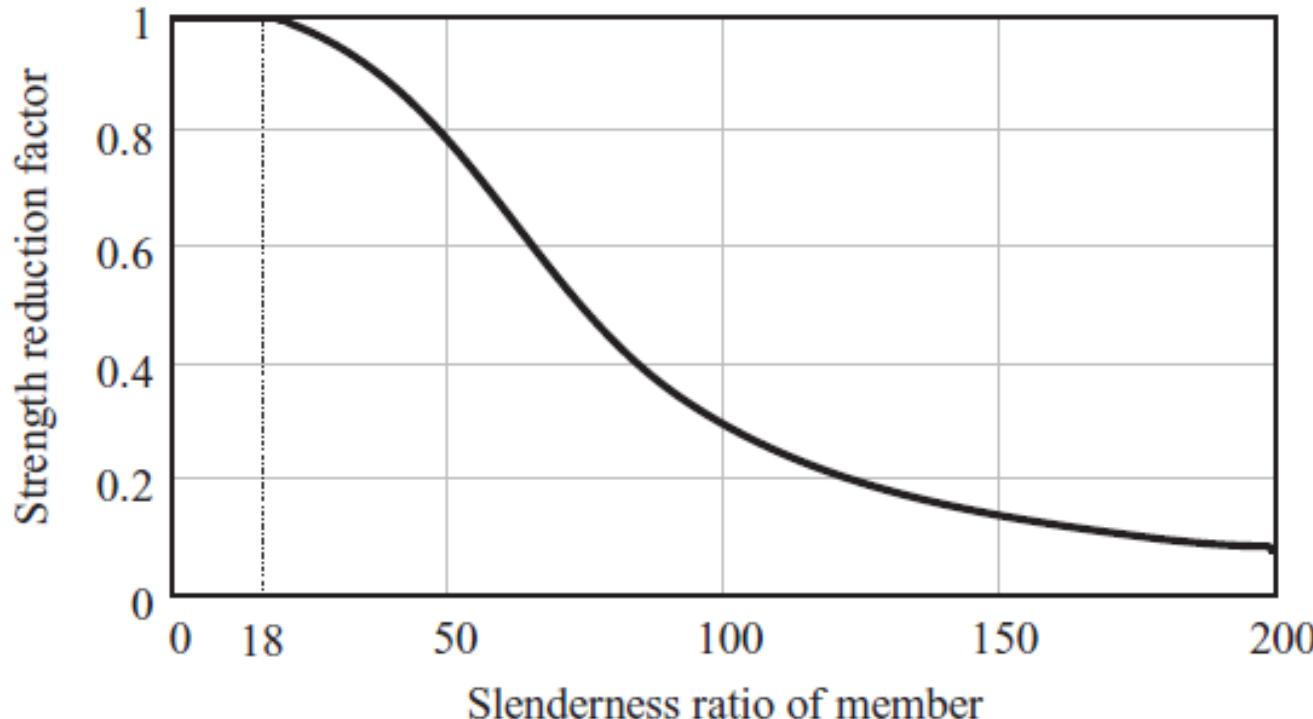


Aumentano la possibilità di sbandamento laterale dell'elemento



4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi compressi (instabilità di colonna)



4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi compressi (instabilità di colonna)

Valori di $k_{crit,c,y}$ e $k_{crit,c,z}$ in accordo con EC5 equations with $\beta = 0.2$

Strength class C14			Strength class C16			Strength class C18			Strength class C22		
$f_{c,0,k}$ 14 N/mm ² $E_{0.05}$ 4700 N/mm ²			$f_{c,0,k}$ 16 N/mm ² $E_{0.05}$ 5400 N/mm ²			$f_{c,0,k}$ 18 N/mm ² $E_{0.05}$ 6000 N/mm ²			$f_{c,0,k}$ 22 N/mm ² $E_{0.05}$ 6700 N/mm ²		
λ	λ_{rel}	$k_{c,y}(k_{c,z})$									
16.153	0.300	1.000	16.797	0.300	1.000	17.207	0.300	1.000	17.250	0.300	1.000
20	0.371	0.984	20	0.357	0.987	20	0.349	0.989	20	0.348	0.989
25	0.464	0.966	25	0.446	0.965	25	0.436	0.966	25	0.435	0.968
30	0.557	0.932	30	0.536	0.939	30	0.523	0.943	30	0.522	0.944
35	0.650	0.899	35	0.625	0.908	35	0.610	0.914	35	0.609	0.915
40	0.743	0.856	40	0.714	0.870	40	0.697	0.878	40	0.696	0.879
45	0.836	0.804	45	0.804	0.823	45	0.785	0.834	45	0.783	0.835
50	0.929	0.741	50	0.893	0.766	50	0.872	0.781	50	0.870	0.782
55	1.021	0.673	55	0.982	0.702	55	0.959	0.720	55	0.957	0.721
60	1.114	0.605	60	1.072	0.636	60	1.046	0.655	60	1.043	0.657
65	1.207	0.540	65	1.161	0.572	65	1.133	0.591	65	1.130	0.593
70	1.300	0.482	70	1.250	0.512	70	1.220	0.531	70	1.217	0.533
75	1.393	0.430	75	1.339	0.459	75	1.308	0.477	75	1.304	0.479



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

INSTABILITÀ DI ASTE PRESSO-INFLESSE / CONFRONTO TRATTAZIONE LEGNO-ACCIAIO

LEGNO	ACCIAIO
$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,0,05}}}$ <p>ESEMPIO: legno C24 $f_{c,0,k} = 21MPa$ $E_{0,0,05} = 7.4GPa$ $\rightarrow \lambda_{rel,c} = \frac{\lambda}{59}$</p>	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}}$ <p>ESEMPIO: $E = 206GPa$ S235: $f_{yk} = 235MPa \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{92}$ S275: $f_{yk} = 275MPa \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{84}$ S355: $f_{yk} = 355MPa \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{74}$</p>
$k = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2)$	$\Phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$
$k_{crit} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$ <p>$k_{crit} = 1$ se $\lambda_{rel,c} \leq 0.3$ ($\lambda \leq 17$)</p>	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$ <p>$\chi = 1$ se $\bar{\lambda} \leq 0.2$ $\begin{cases} 18.4 & \text{per S235} \\ \lambda \leq 17.0 & \text{per S275} \\ 14.8 & \text{per S355} \end{cases}$</p>
$\beta_c = 0.2$ l.massiccio $\beta_c = 0.1$ l.lamellare	

OSSERVAZIONI:

Simboli diversi ma stesse relazioni

$$\lambda_{rel,c} \Rightarrow \bar{\lambda}$$

$$k \Rightarrow \Phi$$

$$k_{crit} \Rightarrow \chi$$

$$\beta_c \Rightarrow \alpha$$

Stessa impostazione formale nonostante importanti diversità dell'effettivo comportamento

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

INSTABILITÀ DI COLONNA (elementi pressoinflessi) – EC5

- (3) Si raccomanda che in tutti gli altri casi le tensioni, che saranno aumentate in seguito alla freccia di inflessione, soddisfino le espressioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.24)$$

dove i simboli sono definiti come segue:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (6.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (6.26)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (6.27)$$

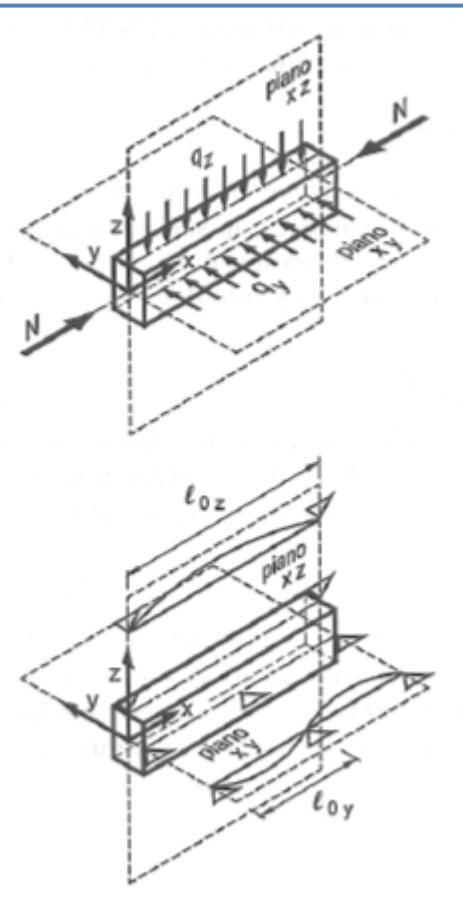
$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (6.28)$$

dove:

β_c è un coefficiente per elementi rientranti nei limiti di rettilineità definiti nella Sezione 10:

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{per legno massiccio} \\ 0,1 & \text{per legno lamellare incollato e LVL} \end{cases} \quad (6.29)$$

k_m come fornito nel punto 6.1.6.





Verifiche SLU di elementi monodimensionali

INSTABILITA' DI COLONNA (elementi compressi) – EC5

6.3.2

Colonne soggette a compressione o a pressoflessione

- (1) Si raccomanda che i rapporti di snellezza relativa siano assunti come:

$$\lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.21)$$

e

$$\lambda_{\text{rel},z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.22)$$

dove:

λ_y e $\lambda_{\text{rel},y}$ sono i rapporti di snellezza corrispondenti alla flessione intorno all'asse y (freccia in direzione z);

λ_z e $\lambda_{\text{rel},z}$ sono i rapporti di snellezza corrispondenti alla flessione intorno all'asse z (freccia in direzione y);

$E_{0,05}$ è il valore di quinto percentile del modulo di elasticità parallelo alla fibratura.

- (2) Si raccomanda che laddove sia $\lambda_{\text{rel},z} \leq 0,3$ che $\lambda_{\text{rel},y} \leq 0,3$ le tensioni soddisfino le espressioni (6.19) e (6.20) di cui al punto 6.2.4.

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.20)$$

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

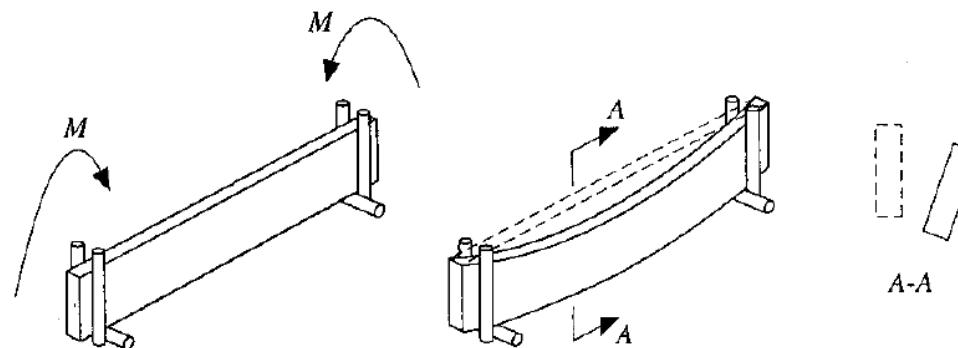
Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la relazione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1, \quad (4.4.11)$$

$\sigma_{m,d}$ tensione di calcolo massima per flessione;

$k_{crit,m}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{m,d}$ resistenza di calcolo a flessione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h .



4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

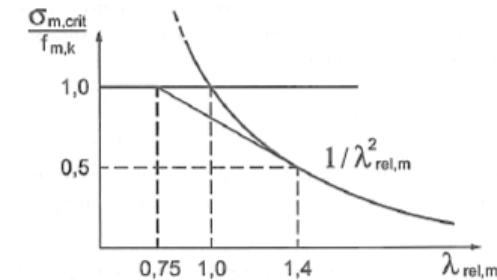
Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica $k_{\text{crit},m}$

$$k_{\text{crit},m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{\text{rel},m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{\text{rel},m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{\text{rel},m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{\text{rel},m}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{\text{rel},m} \end{cases} \quad (4.4.12)$$

$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,\text{crit}}}$ snellezza relativa di trave;

$f_{m,k}$ resistenza caratteristica a flessione;

$\sigma_{m,\text{crit}}$ tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%) $E_{0,05}$.



4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

Per travi aventi una
prodotto, si possono

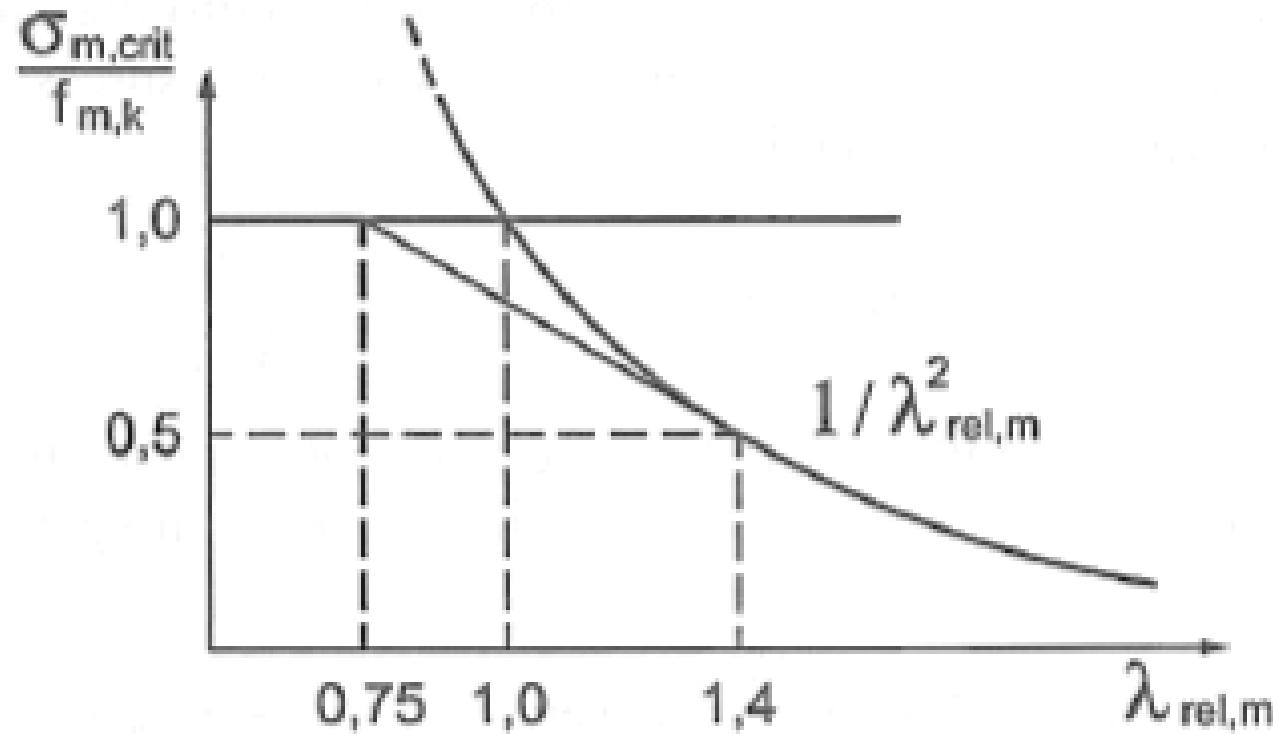
del

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,\text{crit}}}$$

$f_{m,k}$ resistenza ca-

$\sigma_{m,\text{crit}}$ tensione critica
dei moduli el-

2)





Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

C4.4.8.2 Verifiche di stabilità

Le strutture lignee presentano in genere dimensioni delle sezioni trasversali che, rapportate alla luce degli elementi, rendono quasi sempre necessarie le verifiche di stabilità sia per gli elementi compressi e pressoinflessi (sbandamento laterale o instabilità di colonna) che per quelli semplicemente inflessi (svergolamento o instabilità di trave).

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte. Per le verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

Considerata la complessità del fenomeno dell'instabilità connessa alle peculiarità del materiale ligneo (anisotropia, difettosità, igroscopicità, comportamento reologico, etc.) ed alle difficoltà di schematizzazione, le verifiche possono essere svolte in modo convenzionale utilizzando formulazioni semplificate, che possono essere reperite in normative di comprovata validità.

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

CNR 206

Il momento critico è dato dalla relazione:

$$M_{y,crit} = \frac{\pi}{l_{eff}} \sqrt{E_{0.05} \cdot I_z \cdot G_{0.05} \cdot I_{tor}}$$



$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y}$$

$E_{0.05}$ è il modulo elastico caratteristico parallelo alla fibratura;

$G_{0.05}$ è il modulo elastico tangenziale caratteristico: si può assumere $G_{0.05} = E_{0.05} (G_{mean}/E_{0,mean})$;

I_z è il momento di inerzia della sezione relativo all'asse debole z ;

I_{tor} è il momento di inerzia torsionale della sezione;

$$J_t = \frac{b^3 h}{3(1 + 0.6b/h)}$$

l_{eff} è la luce efficace della trave, che tiene conto sia delle condizioni di vincolo che del tipo di carico.

(travi con rotazione torsionale impedita agli appoggi e carico applicato nel baricentro)

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	$1.0 L$
	Carico uniformemente distribuito	$0.9 L$
	Forza concentrata in mezzeria	$0.8 L$
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	$0.5 L$
	Forza concentrata all'estremo libero	$0.8 L$

(l_{eff} per altre configurazioni di carichi e vincoli → DIN 1052:2004)

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

CNR 206

Nel caso particolare di asta prismatica a sezione rettangolare con $h/b > 5$, essendo $I_{\text{tor}} \cong (h b^3)/3$, si può assumere:

$$\sigma_{m,\text{crit}} = \frac{\pi}{l_{\text{eff}}} \frac{b^2}{h} E_{0.05} \sqrt{\frac{G_{0.05}}{E_{0.05}}} \quad (6.25)$$

Il coefficiente $k_{\text{crit},m}$ può essere posto uguale ad 1 quando lo sbandamento laterale del bordo compresso è impedito per tutta la lunghezza della trave e la rotazione torsionale agli appoggi è anch'essa impedita.

Nel caso di trave di altezza variabile si può assumere il valore medio di h nel tratto di trave compreso tra due ritegni torsionali successivi.

Per le conifere

$$\frac{E_{0.05}}{G_{0.05}} = 16 \quad \longrightarrow$$

$$\sigma_{m,\text{crit}} = \frac{0.78b^2}{l_{\text{eff}}h} E_{0.05}$$

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

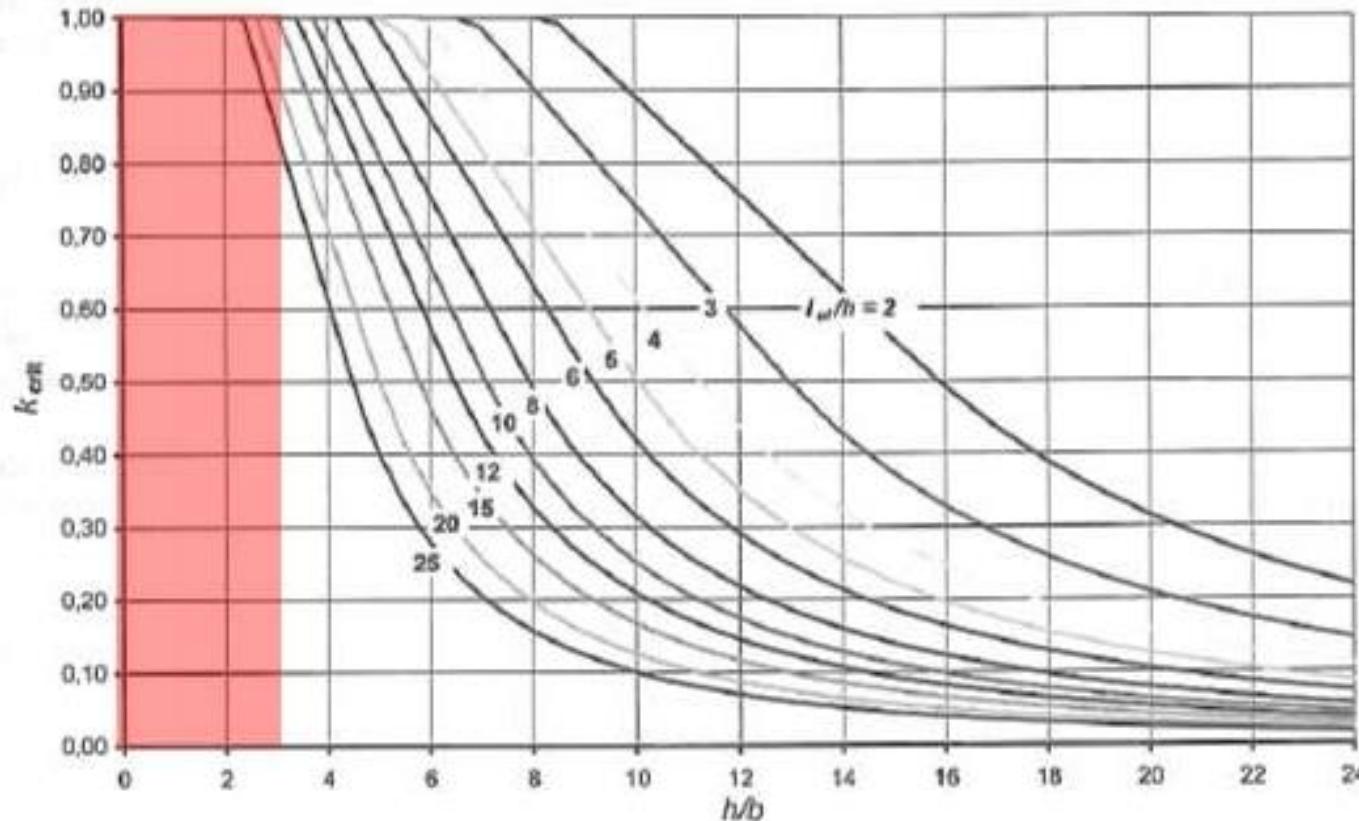
4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

K_{crit} sempre uguale a 1 per $h/b < 3$

$$\lambda_{rel,m} \cong 0,063 \frac{h}{b} \sqrt{\frac{l_{ef}}{h}}$$

CURVE DI INSTABILITÀ' FLESSO-TORSIONALE AL VARIARE DEL RAPPORTO l_{ef}/h





Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

CNR 206

Il caso della flessione deviata ($\lambda_{\text{rel},m} > 0,75$)

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit},m} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit},m} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Il caso delle aste tenso-inflesse ($\lambda_{\text{rel},m} > 0,75$)

$$\frac{\sigma_{t,o,d}}{f_{t,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit},m} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{t,o,d}}{f_{t,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit},m} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Stesse verifiche svolte nel caso di flessione deviata e tenso-flessione a patto di considerare la tensione limite ($k_{\text{crit},m} f_{\text{myd}}$) e non già la tensione di rottura per flessione (f_{myd}) nella direzione dell'asse forte y.

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

CNR DT 206 – § 6.5.2.3 - Elementi presso-inflessi (Instabilità composta di trave e di colonna)

La pressoflessione senza instabilità di trave ($\lambda_{rel,c} > 0,3$ e $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$)

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

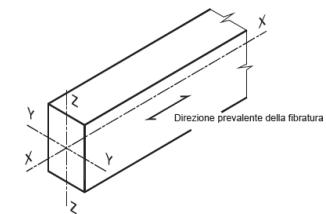
La pressoflessione con instabilità di trave ($\lambda_{rel,c} > 0,3$ e $\lambda_{rel,m} > 0,75$)

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

La pressoflessione retta con instabilità di trave ($\lambda_{rel,c} > 0,3$ e $\lambda_{rel,m} > 0,75$)

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} \right)^2 \leq 1$$



Nota: Più complete ed in linea con le DIN 1052



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

INSTABILITÀ DI TRAVE (elementi inflessi) EC5

6.3.3

Travi soggette a flessione o a pressoflessione

- (1)P La stabilità laterale torsionale deve essere verificata sia nel caso in cui esista solo un momento M_y intorno all'asse forte y sia nel caso in cui esista una combinazione fra momento M_y e forza di compressione N_c .
- (2) Si raccomanda che la snellezza relativa per la flessione sia assunta come:

$$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,\text{crit}}}} \quad (6.30)$$

dove $\sigma_{m,\text{crit}}$ è la tensione critica a flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, adottando valori di 5-percentile per la rigidezza.

La tensione critica a flessione sia assunta come:

$$\sigma_{m,\text{crit}} = \frac{M_{y,\text{crit}}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{\text{tor}}}}{\ell_{\text{ef}} W_y} \quad (6.31)$$

dove:

$E_{0,05}$ è il valore di quinto percentile del modulo di elasticità parallelo alla fibratura;

$G_{0,05}$ è il valore di quinto percentile del modulo di taglio parallelo alla fibratura;

I_z è il momento di inerzia intorno all'asse debole z ;

I_{tor} è il momento torsionale di inerzia;

ℓ_{ef} è la lunghezza efficace della trave, in funzione delle condizioni di appoggio e della configurazione del carico, secondo il prospetto 6.1;

W_y è il modulo della sezione intorno all'asse forte y .



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

INSTABILITÀ DI TRAVE (elementi inflessi) EC5

Per legno di conifere con sezione trasversale piena e rettangolare, si raccomanda che $\sigma_{m,crit}$ sia assunto come:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{h\ell_{ef}} E_{0,05} \quad (6.32)$$

dove:

b è la larghezza della trave;

h è l'altezza della trave.

prospetto 6.1 Lunghezza efficace espressa in rapporto alla luce

Tipo di trave	Tipo di carico	ℓ_{ef}/ℓ ^{a)}
Semplicemente appoggiata	Momento costante	1,0
	Carico uniformemente distribuito	0,9
	Forza concentrata in mezzeria	0,8
A mensola	Carico uniformemente distribuito	0,5
	Forza concentrata all'estremità libera	0,8
a) Il rapporto fra la lunghezza efficace ℓ_{ef} e la luce ℓ è valido per una trave con appoggi che impediscono la torsione e caricata in corrispondenza del baricentro. Se il carico è applicato sul bordo compresso della trave, si raccomanda che ℓ_{ef} sia aumentata di $2/h$, mentre può essere diminuita di $0,5/h$ per un carico applicato sul bordo teso della trave.		



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

INSTABILITÀ DI TRAVE (elementi inflessi) EC5

- (3) Nel caso in cui esista solo un momento M_y intorno all'asse forte y , si raccomanda che le tensioni soddisfino la seguente espressione:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{\text{crit}} f_{m,d} \quad (6.33)$$

dove:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione a flessione di progetto;

$f_{m,d}$ è la resistenza a flessione di progetto;

k_{crit} è un coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale.

DETERMINAZIONE DI K_{crit}

- (4) Per travi che presentano uno scostamento laterale iniziale, rispetto alla rettilineità, che rientra nei limiti definiti nella Sezione 10, k_{crit} può essere determinato tramite l'espressione (6.34)

$$k_{\text{crit}} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{\text{rel},m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{\text{rel},m} & \text{per } (0,75 < \lambda_{\text{rel},m} \leq 1,4) \\ \frac{1}{\lambda_{\text{rel},m}^2} & \text{per } 1,4 < \lambda_{\text{rel},m} \end{cases} \quad (6.34)$$

- (5) Il coefficiente k_{crit} può essere assunto pari a 1,0 per una trave in cui lo spostamento laterale del bordo compresso viene impedito sull'intera lunghezza, mentre la rotazione torsionale viene impedita agli appoggi.

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

INSTABILITÀ DI TRAVE (elementi pressoinflessi) EC5

- (6) Nel caso in cui esista una combinazione fra momento M_y intorno all'asse forte y e forza di compressione N_c , si raccomanda che le tensioni soddisfino la seguente espressione:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{\text{crit}} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.35)$$

dove:

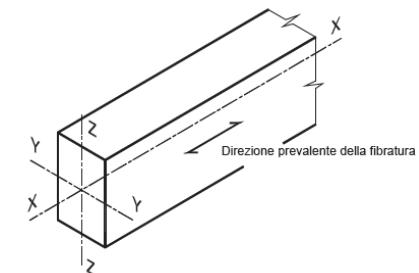
$\sigma_{m,d}$ è la tensione a flessione di progetto;

$\sigma_{c,d}$ è la tensione a compressione di progetto;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura;

$k_{c,z}$ è fornita dall'espressione (6.26).

Nota: Formula in sintonia con le espressioni teoriche della teoria di Prandtl-Michell



Nota: Non contempla la contemporanea presenza di un momento secondo l'altra direzione.

Verifiche SLU di elementi monodimensionali

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ'

CNR DT 206 – § 6.5.2.3 - Elementi presso-inflessi (Instabilità composta di trave e di colonna)

La pressoflessione senza instabilità di trave ($\lambda_{rel,c} > 0,3$ e $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$)

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

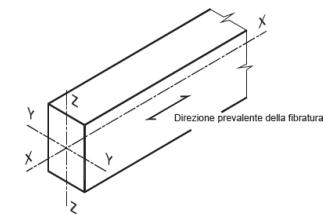
La pressoflessione con instabilità di trave ($\lambda_{rel,c} > 0,3$ e $\lambda_{rel,m} > 0,75$)

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

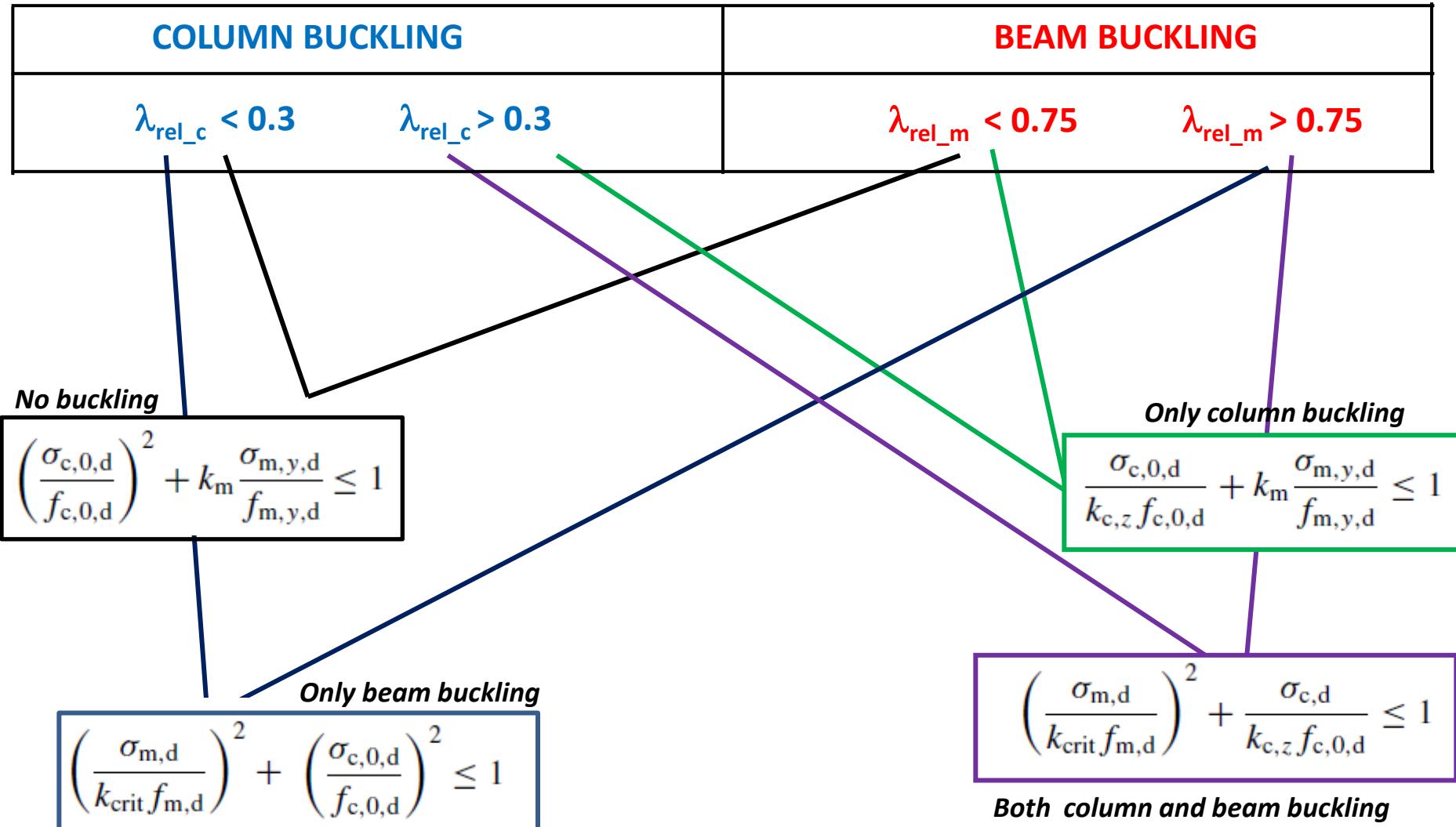
La pressoflessione retta con instabilità di trave ($\lambda_{rel,c} > 0,3$ e $\lambda_{rel,m} > 0,75$)

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} \right)^2 \leq 1$$



Nota: Più complete ed in linea con le DIN 1052

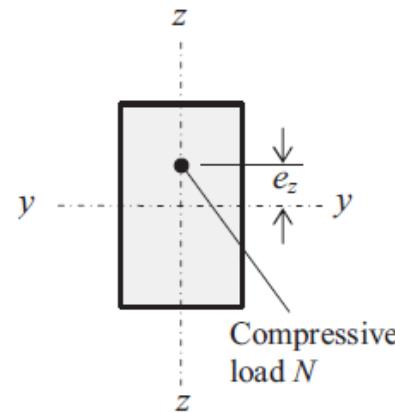
Verifiche SLU di elementi monodimensionali



Verifiche SLU di elementi monodimensionali

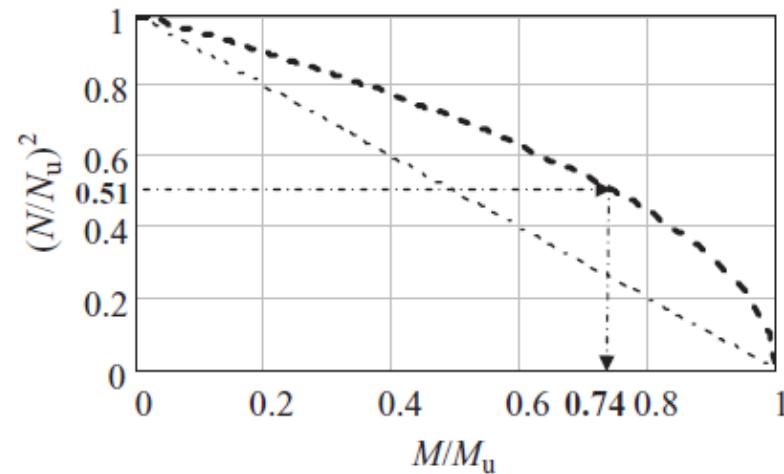
Domini di resistenza per il caso di:

- Pressoflessione retta
- No instabilità di trave $\lambda < 0.75$
- No instabilità di colonna $\lambda < 0.3$



Eccentric load equivalent to Axial load = N
 $M_{y-y} = N \times e_z$

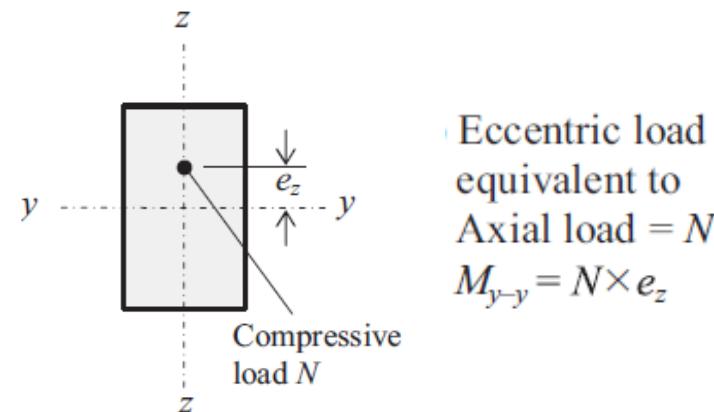
$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$



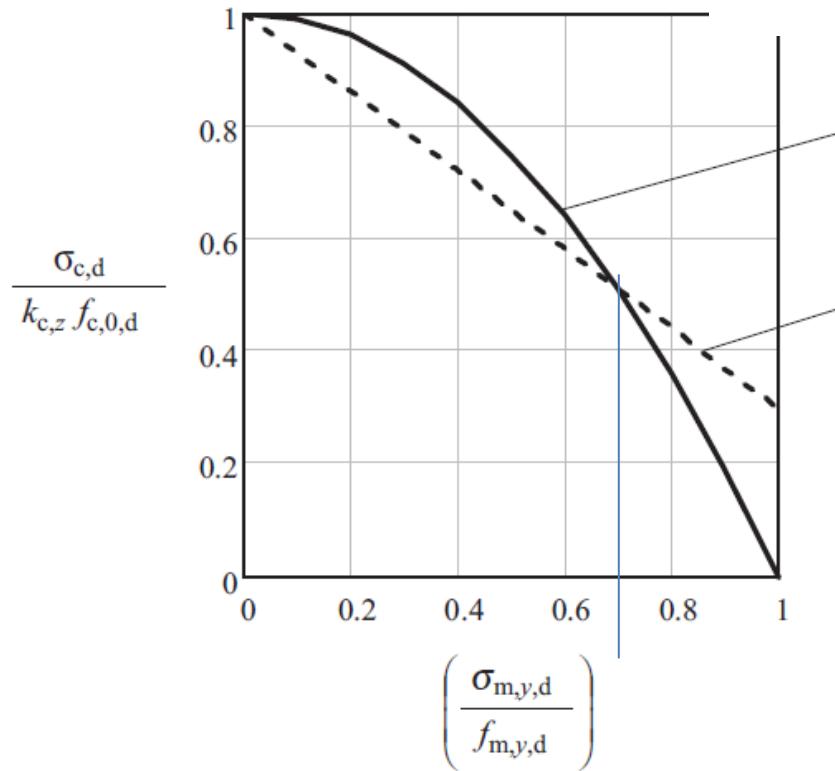
Verifiche SLU di elementi monodimensionali

Domini di resistenza per il caso di:

- Pressoflessione retta
- No instabilità di trave $\lambda < 0.75$
- Si instabilità di colonna $\lambda > 0.3$



Eccentric load equivalent to Axial load = N
 $M_{y-y} = N \times e_z$



$$\left(\frac{\sigma_m}{f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (\text{B})$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (\text{A})$$

$$K_{\text{crit}} = 1$$

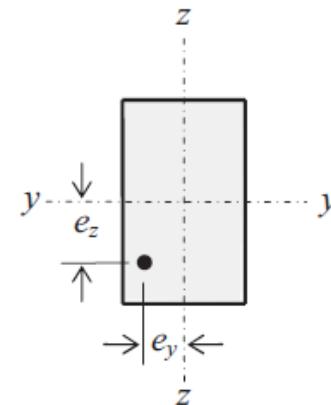
se $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 0.7 \rightarrow \text{eq.(A)}$

se $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} > 0.7 \rightarrow \text{eq. (B)}$

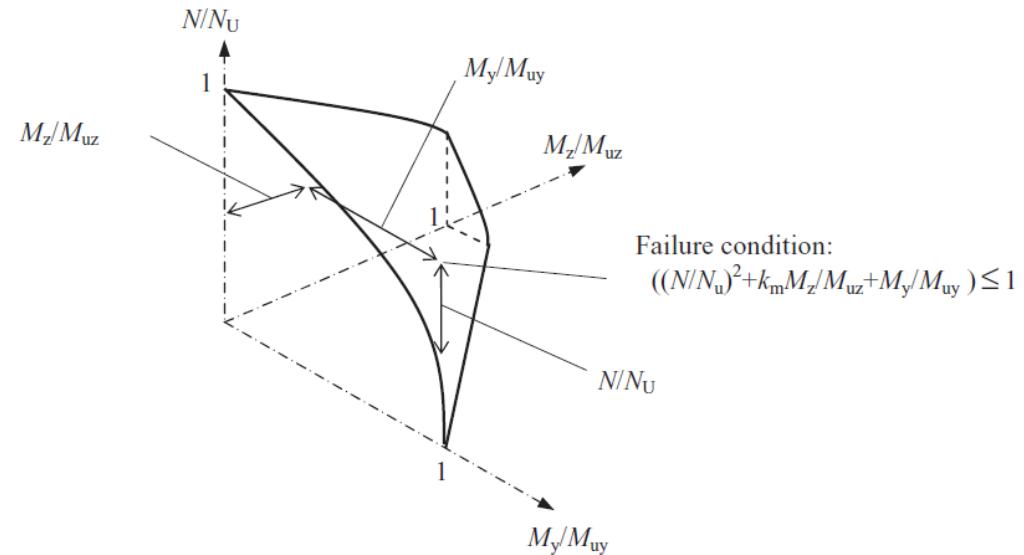
Verifiche SLU di elementi monodimensionali

Domini di resistenza per il caso di:

- Pressoflessione deviata
- No instabilità di trave $\lambda < 0.75$
- No instabilità di colonna $\lambda < 0.3$



Eccentric load equivalent to Axial load = N
 $M_{y-y} = N \times e_z$
 $M_{z-z} = N \times e_y$



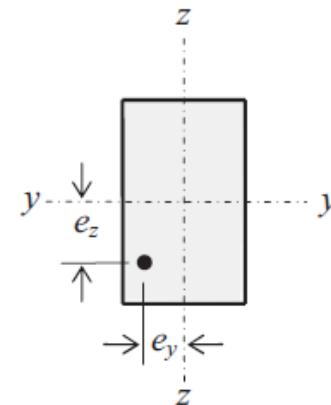
$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

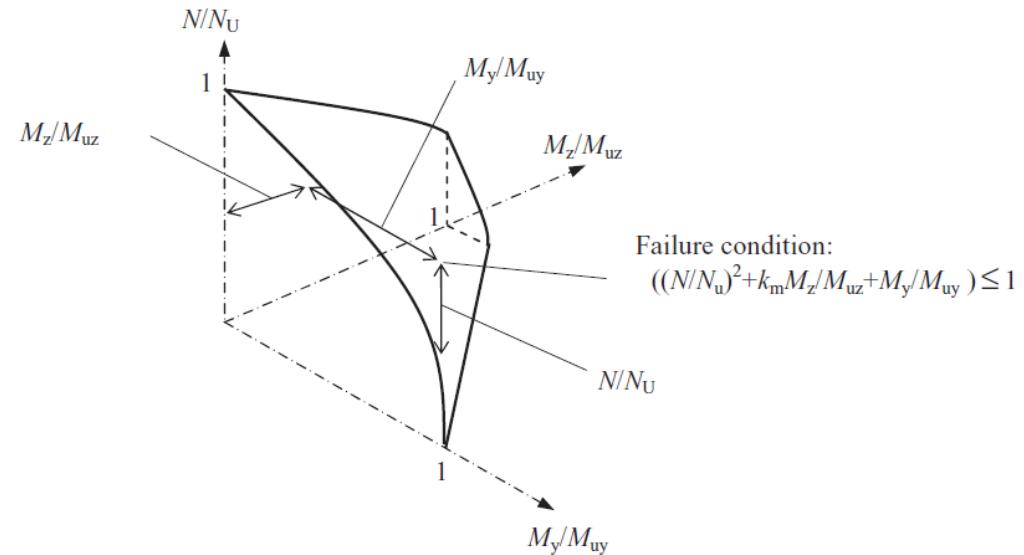
Verifiche SLU di elementi monodimensionali

Domini di resistenza per il caso di:

- Pressoflessione deviata
- No instabilità di trave $\lambda < 0.75$
- No instabilità di colonna $\lambda < 0.3$



Eccentric load equivalent to Axial load = N
 $M_{y-y} = N \times e_z$
 $M_{z-z} = N \times e_y$



$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$



Verifiche SLE di elementi monodimensionali

4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

A causa del comportamento reologico del legno, dovranno essere valutate le deformazioni a breve e lungo termine, tenendo conto anche della deformabilità dei collegamenti.

La **deformazione istantanea** si valuta con:

- Valori medi dei moduli elasticci
($E_{0,\text{mean}}$, $E_{90,\text{mean}}$, G_{mean})
- Valori istantanei del modulo di scorrimento delle unioni (K_{ser})

La **deformazione a lungo termine** si valuta con:

- Valori medi dei moduli elasticci ridotti mediante il fattore $1/(1+k_{\text{def}})$
- Valori istantanei del modulo di scorrimento delle unioni ridotti mediante il fattore $1/(1+k_{\text{def}})$



Verifiche SLE di elementi monodimensionali

Deformazione istantanea

(carichi di breve durata)

+

Deformazione differita

(carichi prolungati nel tempo)

- La **deformazione istantanea** si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.
- La **deformazione a lungo termine** può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{\text{def}})$ per le membrature e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.
- Il **coefficiente k_{def}** tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

I valori del coefficiente k_{def} forniti in NTC 2008 coincidono con quelli proposti nell'Istruzioni CNR e nell'Eurocodice 5.



Verifiche SLE di elementi monodimensionali

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

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	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
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di 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, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

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, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Prestare molta attenzione quando si mettono in opera travi non essicate $\omega > 20\%$



Verifiche SLE di elementi monodimensionali

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

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	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
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di 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, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità nel tempo per effetto della viscosità e dell'umidità.

Importanza dell'umidità al momento della messa in opera e in equilibrio con l'ambiente

Esempio: L.M. in opera con umidità del 12%:

$$\text{Classe 1 } 1/(1+k_{def}) = 0,625$$

$$\text{Classe 2 } 1/(1+k_{def}) = 0,555$$

$$\text{Classe 3 } 1/(1+k_{def}) = 0,333$$

Esempio: L.M. in opera con umidità del 30% (saturazione)

$$\text{Classe 1 } 1/(1+2+k_{def}) = 0,278$$

$$\text{Classe 2 } 1/(1+2+k_{def}) = 0,263$$

$$\text{Classe 3 } 1/(1+2+k_{def}) = 0,200$$

In classe 3 si ha una riduzione di E di circa il 70%

In classe 3 si ha una riduzione di E di circa il 80%

Verifiche SLE di elementi monodimensionali

DEFORMABILITA' A TAGLIO

Nelle travi in legno, a causa dei **modesti valori del Modulo Elastico a Taglio "G"**, è fondamentale considerare nel calcolo della freccia anche la parte dovuta al taglio.

L'abbassamento si ottiene per integrazione dell'equazione della linea elastica che tiene conto del contributo deformativo dovuto al taglio:

$$\frac{d^2\eta}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} + \frac{dT}{dx} \cdot \frac{\chi}{GA}$$

Per una trave su due appoggi con carico e sezione costante:

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384E_{0,mean}J} + \frac{\chi ql^2}{8G_{mean}A}$$

Il contributo della deformazione a taglio, rispetto a quella di flessione, diventa non trascurabile quando la snellezza della trave h/l assume valori maggiori di 1/10.

Esempio:

L.M. C24; E/G=15.94

$h/l = 1/10$

$$\frac{f_T}{f_M} = 0.154$$

Nell'acciaio e nel calcestruzzo abbiamo **rapporti E/G modesti**, questo è il motivo per cui il contributo alla **deformazione del taglio è trascurabile**.

ACCIAIO; E/G = 2

$h/l=1/10$

$$\frac{f_T}{f_M} = 0.019$$



Verifiche SLE di elementi monodimensionali

METODO RIGOROSO PER IL CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE FINALE

$$u_{\text{fin}} = \Im \left(\left[G_k + \psi_{21} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik}) \right] \cdot (1 + k_{\text{def}}) + Q_{1k} (1 - \psi_{21}) \right)$$

Deformazione a lungo termine
della combinazione di carico quasi
permanente

Deformazione istantanea dovuta
alla sola aliquota mancante, nella
combinazione quasi permanente,
del carico accidentale prevalente

CNR 206

$$\rightarrow u_{\text{fin}} = \Im \left(G_k \cdot (1 + k_{\text{def}}) + Q_{1k} \cdot (1 + \psi_{21} k_{\text{def}}) + \sum_{i=2}^{i=n} Q_{ik} \cdot (\psi_{2i} + \psi_{2i} k_{\text{def}}) \right)$$

METODO SEMPLIFICATO PER IL CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE FINALE

$$u_{\text{fin}} = \Im \left(\left[G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right] + k_{\text{def}} \left[G_k + \psi_{21} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik}) \right] \right)$$

u_{in} → deformazione iniziale
(istantanea), calcolata con
riferimento alla
combinazione di carico rara

u'_{in} → deformazione iniziale
(istantanea), calcolata con
riferimento alla combinazione
di carico quasi permanente

$$\rightarrow u_{\text{fin}} = \Im \left(G_k \cdot (1 + k_{\text{def}}) + Q_{1k} \cdot (1 + \psi_{21} k_{\text{def}}) + \sum_{i=2}^{i=n} Q_{ik} \cdot (\psi_{0i} + \psi_{2i} k_{\text{def}}) \right)$$

Verifiche SLE di elementi monodimensionali

METODO RIGOROSO – METODO SEMPLIFICATO

CNR 206

Per il calcolo della **deformazione iniziale** (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara.

Per il calcolo della **deformazione finale** (u_{fin}) occorre valutare la **deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente** e sommare la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

METODO RIGOROSO

$$\Rightarrow u_{fin} = \Im \left(G_k \cdot (1 + k_{def}) + Q_{1k} \cdot (1 + \psi_{21} k_{def}) + \sum_{i=2}^{i=n} Q_{ik} \cdot (\psi_{2i} + \psi_{2i} k_{def}) \right)$$



METODO SEMPLIFICATO

$$\Rightarrow u_{fin} = \Im \left(G_k \cdot (1 + k_{def}) + Q_{1k} \cdot (1 + \psi_{21} k_{def}) + \sum_{i=2}^{i=n} Q_{ik} \cdot (\psi_{0i} + \psi_{2i} k_{def}) \right)$$

differenze soltanto in presenza di
più di un carico variabile

Approccio dell' EC5

Anche l'**EC5** introduce il metodo semplificato per la determinazione delle deformazioni finali per strutture costituite da membrature, componenti e connessioni che abbiano il medesimo comportamento viscoso e sotto l'ipotesi che le relazioni fra carichi e deformazioni siano lineari. Tale semplificazione è presentata nella seguente forma:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi}$$

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \cdot (1 + k_{def})$$

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1} \cdot (1 + \psi_{2,1} k_{def})$$

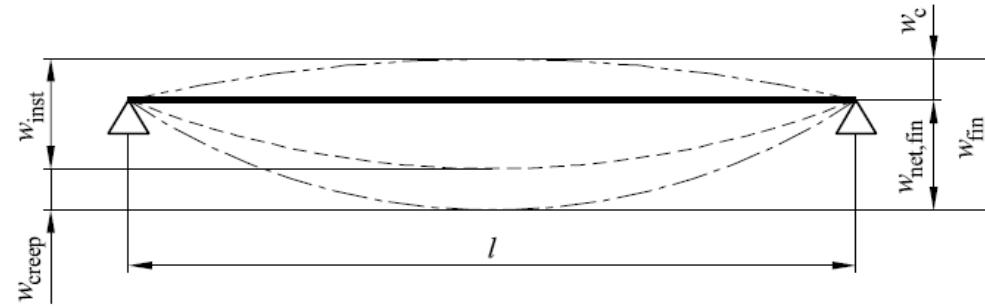
$$u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi} \cdot (\psi_{0,1} + \psi_{2,1} k_{def})$$

Che evidentemente coincide con la relazione ricavata precedentemente per il metodo semplificato.


$$u_{fin} = \Im \left(G_k \cdot (1 + k_{def}) + Q_{1k} \cdot (1 + \psi_{21} k_{def}) + \sum_{i=2}^{i=n} Q_{ik} \cdot (\psi_{0i} + \psi_{2i} k_{def}) \right)$$

Verifiche SLE di elementi monodimensionali

figura 7.1 Componenti della freccia di inflessione



- (2) Si raccomanda che la freccia netta al di sotto di una linea retta tirata fra gli appoggi, $w_{\text{net,fin}}$, sia assunta come:

$$w_{\text{net,fin}} = w_{\text{inst}} + w_{\text{creep}} - w_c = w_{\text{fin}} - w_c \quad (7.2)$$

Nota

L'intervallo raccomandato di valori limite per le frecce di travi aventi luce libera / è fornito nel prospetto 7.2 in funzione del livello di deformazione ritenuto accettabile. Informazioni sulle scelte nazionali possono essere reperite nell'appendice nazionale.

prospetto 7.2

Esempi di valori limite per le frecce di travi

EC5

	w_{inst}	$w_{\text{net,fin}}$	w_{fin}
Trave su due appoggi	da $\ell/300$ a $\ell/500$	da $\ell/250$ a $\ell/350$	da $\ell/150$ a $\ell/300$
Travi a mensola	da $\ell/150$ a $\ell/250$	da $\ell/125$ a $\ell/175$	da $\ell/75$ a $\ell/150$

CNR 206

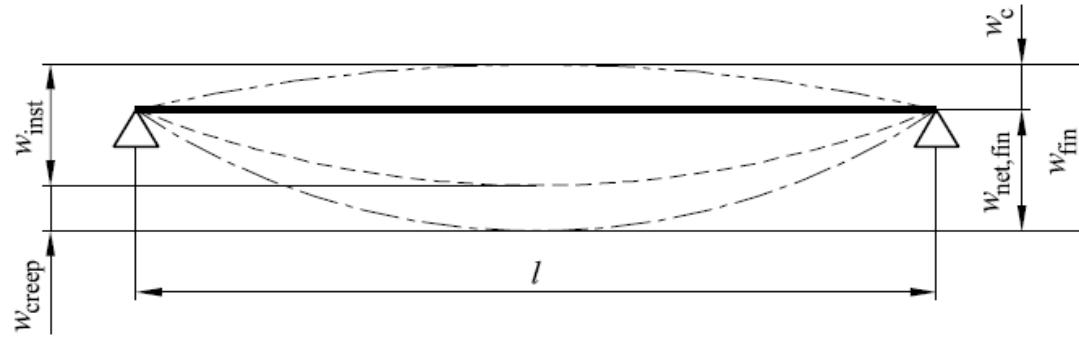
Trave su due appoggi	$w_{2,\text{inst}} \text{ L}/300$	$\text{L}/250$	$w_{2,\text{fin}} \text{ L}/200$
Travi a mensola	$\text{L}/150$	$\text{L}/125$	$\text{L}/100$

Verifiche SLE di elementi monodimensionali

figura

7.1

Componenti della freccia di inflessione



$$u_{2,in} \leq L/300 \quad \text{istantanea da variabile (raro)}$$

VERIFICHE

$$u_{2,fin} \leq L/200 \quad \begin{array}{l} \text{totale da variabile} \\ (\text{istant. su raro e differita su quasi perm.}) \end{array}$$

$$u_{net,fin} \leq L/250 \quad \begin{array}{l} \text{totale - eventuali contorfrecce} \\ \text{istantanea su raro e permanente} \\ \text{e differita su permanente e quasi perm.)} \end{array}$$



Verifiche SLE di elementi monodimensionali

Bozza revisione NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

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

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

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

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

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

Sono stati introdotti i limiti de deformabilità



Verifiche SLE di elementi monodimensionali

VERIFICHE DI SCORRIMENTO DI GIUNTI: § 7.1 EC5

Da fare quando la deformabilità della struttura è dovuta allo scorrimento dei giunti presenti. Si deve valutare il modulo di scorrimento dell'elemento di connessione K_{ser} e poi ricavare la rigidezza del giunto considerando anche la geometria della connessione.

- DIFFICILE COGLIERE IN MANIERA ESATTA LA RIGIDEZZA DELLA CONNESSIONE
- LE FORMULE PROPOSTE SONO IN OGNI CASO CAUTELATIVE

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

Questa verifica è importante per i solai. L'approccio indicato nell'EC5 non contempla tutte le situazioni → per le parti mancanti si fa riferimento al commentario della norma DIN 1052 /2004 o a letteratura specializzata.



Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

La sensibilità delle persone alle vibrazioni è una questione complessa.

Il corpo umano è estremamente sensibile e percepisce vibrazioni con ampiezza di spostamento di soli 0.001 mm. Con la punta delle dita può individuare ampiezze fino a 20 volte inferiori.

La sensibilità delle persone alle vibrazioni è:

- Legata all'accelerazione di vibrazione per frequenze $\leq 8 \text{ Hz}$
- Legata alla velocità di vibrazione per frequenze $> 8 \text{ Hz}$

Per frequenze minori di 8 Hz si ha anche un fenomeno di risonanza dinamica con l'attività delle persone (camminata, ecc).

INDICAZIONI NORMATIVE

L'EUROCODICE 5, per la valutazione degli effetti delle vibrazioni su solai residenziali raccomanda:

- che per solai residenziali aventi frequenza fondamentale $f_1 \leq 8 \text{ Hz}$ siano eseguite indagini speciali (*non precisa però quali anche se vedremo che sono difficili da soddisfare*)
- che per solai residenziali aventi frequenza fondamentale $f_1 > 8 \text{ Hz}$ siano verificati dei requisiti relativi alla rigidezza sotto un carico concentrato di 1 KN ed una verifica sulla velocità di vibrazione per un impulso unitario (Teoria di Ohlsson), che sono generalmente quasi sempre soddisfatte

Le CNR-DT 206, relativamente alle vibrazioni raccomandano di garantire frequenze superiori ai **6 Hz**

Le DIN 1052:2004 danno una freccia massima per i carichi quasi permanenti che equivale ad una frequenza di **7.2 Hz**

Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

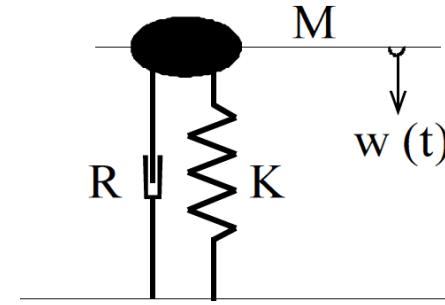
VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

Relazione freccia – frequenza : Oscillatore semplice

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} = 2 \cdot \pi \cdot f$$

$$w_g = \frac{G}{K} = \frac{M \cdot g}{K} = \frac{g}{\omega^2} = \frac{g}{(2 \cdot \pi \cdot f)^2}$$

$$f = \frac{5}{\sqrt{w_g}} \quad w_g \text{ in cm!} \quad f \text{ in HZ}$$



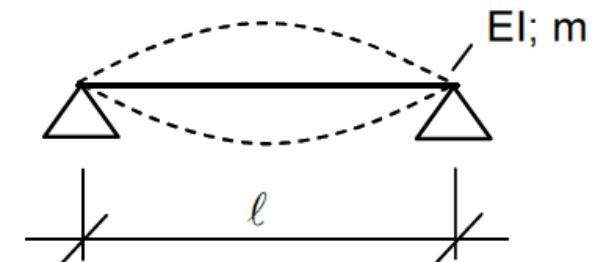
Relazione freccia – frequenza : Trave appoggiata con massa distribuita

$$f = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad w_g = \frac{5}{384} \frac{q\ell^4}{EI} \quad \text{ma} \quad q = mg$$

$$f = \frac{5}{\sqrt{0.8w_g}}$$

Fattore trave

w_g in cm! f in HZ





Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

Confronto richieste normative:

EUROCODICE 5 $f > 8 \text{ Hz}$ con soli carichi permanenti $\Rightarrow w < 5 \text{ mm}$

CNR 206 $f > 6 \text{ Hz}$ ma non precisa con che carichi, assumendo permanenti $\Rightarrow w < 8.7 \text{ mm}$

DIN 1052:2004 $w < 6 \text{ mm}$ con carico quasi permanente $G_k + \psi_2 Q_k$
Assumendo $\psi_2 = 0.3$ e $Q_k/G_k = 2/3$ si ha una $f = 7.9 \text{ Hz}$ (simile ad EC5)

Essendo delle limitazioni assolute della freccia istantanea per carichi permanenti indipendenti dalla luce sono molto limitanti al crescere della luce del solaio.

EUROCODICE 5 - assumendo $Q_k/G_k = 2/3$

$$L = 4.0 \text{ m} \quad w_G \leq 5.0 \text{ mm} \quad w_{Q1} \leq 3.3 \text{ mm} = L / 1200 \quad w_{RARA} \leq 8.3 \text{ mm} = L / 480$$

$$L = 5.0 \text{ m} \quad w_G \leq 5.0 \text{ mm} \quad w_{Q1} \leq 3.3 \text{ mm} = L / 1500 \quad w_{RARA} \leq 8.3 \text{ mm} = L / 600$$

CNR DT206 - assumendo $Q_k/G_k = 2/3$

$$L = 4.0 \text{ m} \quad w_G \leq 8.7 \text{ mm} \quad w_{Q1} \leq 5.8 \text{ mm} = L / 690 \quad w_{RARA} \leq 14.5 \text{ mm} = L / 275$$

$$L = 5.0 \text{ m} \quad w_G \leq 8.7 \text{ mm} \quad w_{Q1} \leq 5.8 \text{ mm} = L / 575 \quad w_{RARA} \leq 14.5 \text{ mm} = L / 344$$

Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

- che per solai residenziali aventi **frequenza fondamentale $f_1 > 8 \text{ Hz}$** , siano soddisfatti i seguenti requisiti:

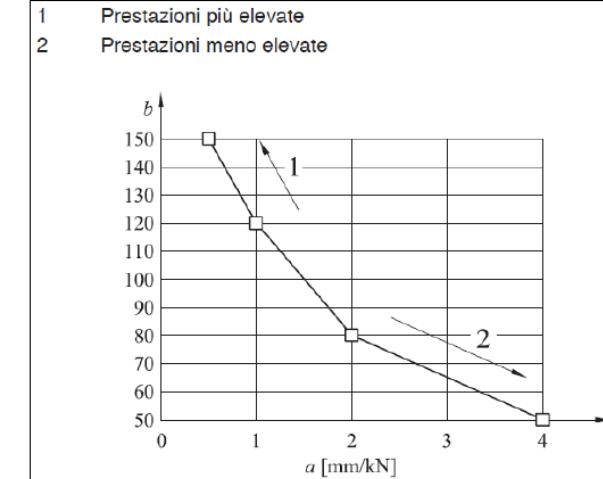
$$\frac{w}{F} \leq a \text{ mm/kN}$$

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \text{ m/(Ns}^2)$$

- w è la freccia verticale istantanea massima causata da una forza statica verticale concentrata F applicata su qualsiasi punto del solaio, tenendo conto della distribuzione del carico;
- v è la velocità di risposta all'impulso unitario, cioè il massimo valore iniziale della velocità di vibrazione del solaio in direzione verticale (in m/s) causata da un impulso unitario ideale (1 Ns) applicato in corrispondenza del punto del solaio che fornisce la massima risposta.
- ζ è il rapporto di smorzamento modale. (1%)

In EC5 non è indicato come ripartire il carico concentrato. Esistono formule di questo tipo in letteratura, ad esempio:

$$b_{ef} = \frac{\ell}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_b}{EI_\ell}} = \frac{b}{1,1 \cdot \alpha}$$



Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

La velocità di vibrazione può essere assunta come:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mb/l + 200}$$

b = è la larghezza del solaio, in m.

n_{40} = è il numero dei modi di vibrazione del primo ordine con frequenze di risonanza fino a 40 Hz;

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_f}{(EI)_b} \right\}^{0,25}$$

Dove, $(EI)_b$ è la rigidezza di piastra equivalente a flessione, in Nm²/m, del solaio intorno a un asse parallelo alle travi, dove $(EI)_b < (EI)_f$.

m = è la massa per unità di area, in kg/m²;

l = è la luce del solaio, in m;

$(EI)_f$ = è la rigidezza di piastra equivalente a flessione del solaio intorno a un asse perpendicolare alla direzione delle travi, in Nm²/m.

Nel calcolo delle rigidezze $(EJ)_f$ e $(EJ)_b$, date le **ridottissime deformazioni che forze impulsive da calpestio** possono produrre, è giusto tener conto della presenza di un massetto.

Il solaio si considera caricato dai soli carichi permanenti

NOTA: Queste verifiche vengono molto spesso verificate senza problemi se il solaio ha un minimo di massa.

Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

La velocità di vibrazione può essere assunta come:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mb/\tau + 200}$$

b = è la larghezza del solaio, in m.

n_{40} = è il numero dei modi di vibrazione del primo ordine con frequenze di risonanza fino a 40 Hz;

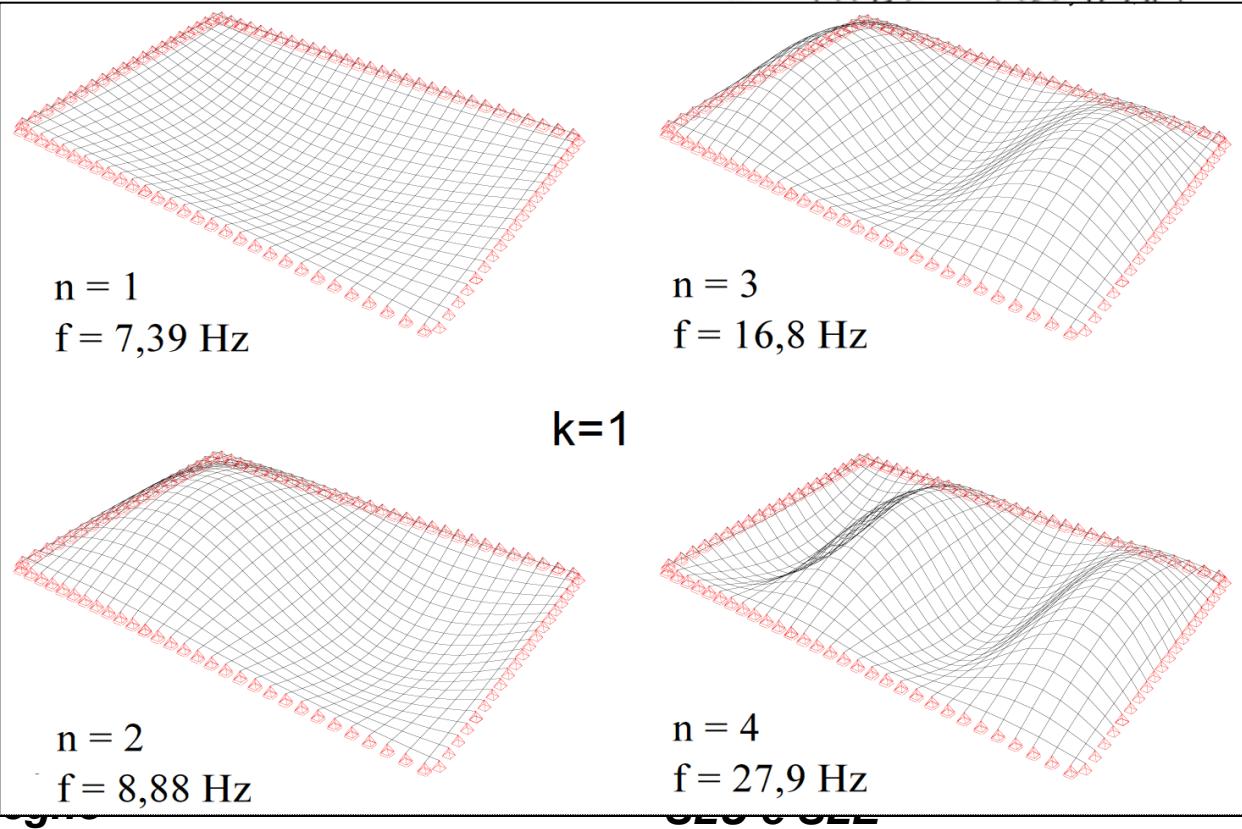
$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_b}{(EI)_l} \right\}^{0,25}$$

Dove, $(EI)_b$ è la rigidezza di piastra parallelo alle travi, dove $(EI)_b$

m = è la massa per unità di lunghezza

l = è la luce del solaio,

$(EI)_l$ = è la rigidezza di piastra in direzione delle travate



Nel calcolo delle rigidezze $(EJ)_l$ e $(EI)_b$ si possono produrre, è giusto tener

Il solaio si considera caricato dai so-

Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

nel caso il solaio abbia una $f < 8 \text{ Hz}$ si devono eseguire delle indagini speciali: Verifiche di risonanza

$$a \left[\frac{m}{s^2} \right] = \frac{F_{dyn}}{M^* \cdot 2D} = \frac{0,4 \cdot F(t)[N]}{m[kg/m^2] \cdot 0,5\ell[m] \cdot 0,5b[m] \cdot 2D} \quad (15)$$

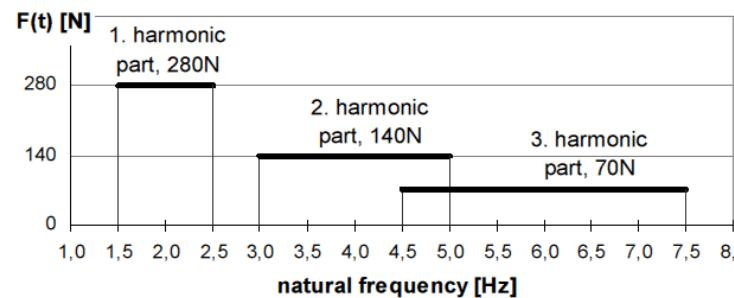
$$F_{dyn} = 0,4 \cdot F(t) \quad (16)$$

M^* is the modal mass of the floor.

b is the width of the floor, but b should be less than $b \leq 1,5 \cdot \ell$.

D is the damping of the structure. See table 3.

F_{dyn} is the total dynamic force. 0,4 is a factor to consider, that the force is acting during a limited time and not always in the middle of the span, see [13]. $F(t)$ are the harmonic parts of the force on the floor (see [10]). They depend on the natural frequency and can be taken from figure 20.



Type of floor	Damping D []
timber floors without any floor finish	0,01
plain glued laminated timber floors with floating screed	0,02
girder floors and nail laminated timber floors with floating screed	0,03

(screed=massetto)

L'accelerazione è inversamente proporzionali alla massa del solaio e allo smorzamento.

$$a = 56 / (m \times b \times L \times D)$$

Non vengono praticamente mai soddisfatte !! salvo il caso di solai molto lunghi e pesanti.

$$\text{Ex. } a=0,05 \text{ m/s}^2 \text{ m}=250 \text{ kg/m}^2 \text{ D}=0,02 \Rightarrow b \times L=280 \text{ m}^2$$

Bisogna quindi evitare di scendere al di sotto della frequenza limite f_1 (6 o 8 Hz)



Scomposizione in serie di Fourier del passo

Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

Tabella tratta dall'articolo “Floor vibrations-new results”-Patricia Hamm, Antje Richter, Stefan Winter, WCTE 2010):

PRESTAZIONI RICHIESTE RIGUARDO ALLE VIBRAZIONI	SOLAI CON ELEVATI STANDARD DI COMFORT	SOLAI CON RIDOTTI STANDARD DI COMFORT
POSIZIONE SOLAIO	Solaio fra differenti unità d'uso	Solaio interno ad una unità d'uso
ESEMPI	Corridoi con luci ridotte, solai che collegano diverse unità, solai in edifici adibiti ad uffici o civile abitazione	Solai interni a una singola unità abitativa, solai in edifici esistenti o solai realizzati su specifico accordo con la committenza
DESCRIZIONE DELLA PERCEZIONE DELLE VIBRAZIONI	Vibrazioni non percepibili o percepibili solo se si pone l'attenzione su di esse e comunque che non arrecano disturbo	Vibrazioni percepibili ma che non creano disturbo
CRITERIO PER LE FREQUENZE $f_e \geq f_{limite}$	$f_{limite} = 8\text{Hz}$	$f_{limite} = 6\text{Hz}$
CRITERIO PER LA RIGIDEZZA / FRECCIA SOTTO CARICO CONCENTRATO $w(1\text{kN}) \leq w_{limite}$	$w_{limite} = 1\text{mm}$	$w_{limite} = 2\text{mm}$
CONTROLLO AGGIUNTIVO DELL'ACCELERAZIONE, SE $f_e \leq f_{limite}$	$f_{min} \leq f_e \leq f_{limite}$ dove $f_{min} = 4.5\text{Hz}$ e $a_{limite} = 0.05\text{m/s}^2$	$f_{min} \leq f_e \leq f_{limite}$ dove $f_{min} = 4.5\text{Hz}$ e $a_{limite} = 0.10\text{m/s}^2$

Verifiche SLE-Vibrazione dei solai

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

Esempio depliant produttore
solai a pannelli incrociati



Le vibrazioni sono limitanti
nella maggior parte dei casi

	CrossLam Floor Panel Load Table with 2" (50mm) Concrete Topping						
	MAX. SPAN (mm)		FLOOR LIVE LOAD (kPa, unfactored)				
PANEL TYPE	SIZE (mm)	1.9 RESIDENTIAL	2.4 OFFICE/ CLASSROOM	3.6 MECHANICAL ROOM	4.8 ASSEMBLY/ STORAGE	7.2 LIBRARY	
single span	SLT3	99	3350	3230	2990	2800	2520
	SLT5	169	4920	4920	4730	4450	4030
	SLT7	239	6200	6200	6200	6020	5480
	SLT9	309	7370	7370	7370	7370	6890
double span	SLT3	99	3700	3700	3420	3180	2820
	SLT5	169	5150	5150	5150	5050	4500
	SLT7	239	6500	6500	6500	6500	6150
	SLT9	309	7800	7800	7800	7800	7700
triple span	SLT3	99	3725	3600	3300	3070	2740
	SLT5	169	5250	5250	5200	4860	4360
	SLT7	239	6550	6550	6550	6550	5940
	SLT9	309	7825	7825	7825	7825	7450

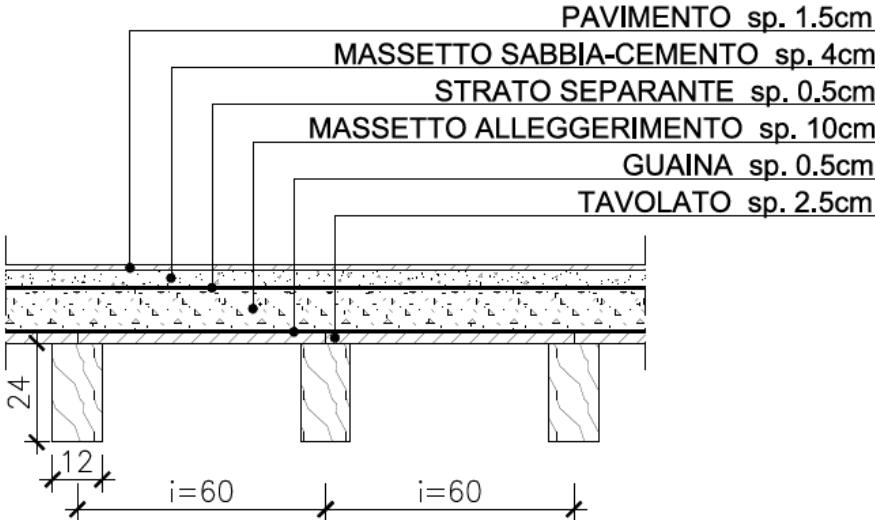
Notes:

- Material is S-P-F No.1/No.2 for all laminations.
- Outer laminations are 32mm thick; inner laminations are 35mm thick.
- Specified modulus of elasticity and strength in major strength direction:
 $E_0 = 9500 \text{ MPa}$; $f_{b,0} = 11.8 \text{ MPa}$; $f_{v,0} = 1.5 \text{ MPa}$; $f_{vr,0} = 0.5 \text{ MPa}$; $f_{c,0} = 11.5 \text{ MPa}$; $f_{t,0} = 5.5 \text{ MPa}$
 (ref: Table 5.3.1A of CSA-O86-09).
- Specified modulus of elasticity and strength in minor strength direction:
 $E_{90} = 9500 \text{ MPa}$; $f_{b,90} = 11.8 \text{ MPa}$; $f_{v,90} = 1.5 \text{ MPa}$; $f_{vr,90} = 0.5 \text{ MPa}$
 (ref: Table A3 ANSI/APA PRG 320 - 75% Draft January 2011).
- Dead load includes panel self-weight plus 1.0 kPa flooring load, and weight of 2" (50mm) normal weight concrete topping.
- Bold text** indicates span governed by vibration; regular text indicates span governed by dead plus live load deflection limit of L/300.
- All spans are assumed to be equal for multi-span panels.
- Spans shown represent distance between the centerlines of supports.
- Maximum spans shown are only to be used for preliminary design.
- Engineer to ensure that L/300 deflection limit is appropriate for intended use.
- The following factors were used for calculations: $K_D = 1.0$; $K_S = 1.0$; $K_T = 1.0$; $K_H = 1.0$.

ESEMPIO 1 – VERIFICA DI VIBRAZIONE



VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5 SOLAIO 1



ANALISI DEI CARICHI

PAVIMENTO sp. 1.5cm	0.30kN/mq
MASSETTO SABBIA-CEMENTO sp. 4cm	0.80kN/mq
STRATO SEPARANTE sp. 0.5cm	1.00kN/mq
MASSETTO ALLEGGERIMENTO sp. 10cm	0.10kN/mq
GUAINA sp. 0.5cm	0.15kN/mq
TAVOLATO sp. 2.5cm	
	2.35kN/mq
INCIDENZA TRAVI	0.29kN/mq
TRAMEZZE IN CARTONGESSO	0.40kN/mq
	3.04kN/mq

Calcolo frequenza fondamentale (formula 7.5 -§ 7.3 EC5):

Classe legno: GL28H

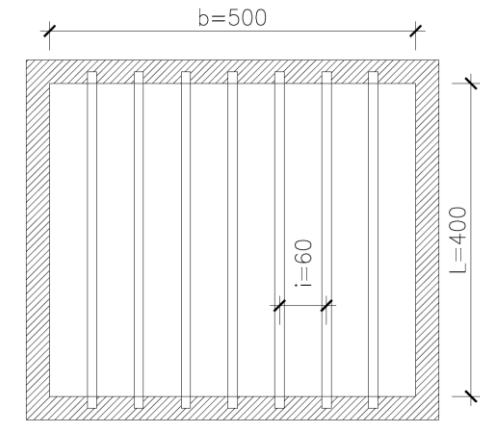
$$E_{0,g,mean} = 12600 \text{ MPa}$$

$$I_l = 240^3 \cdot 120 / 12 = 13.8E + 7 \text{ mm}^4$$

$$EI_l / i = 2.9E + 6 \text{ Nm}^2 / \text{m}$$

$$m = 304 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$\rightarrow f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} = 8.3 \text{ Hz} \quad > 8 \text{ Hz}$$



ESEMPIO 1 – VERIFICA DI VIBRAZIONE



SOLAIO 1

VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5

Verifiche per solai con $f > 8\text{Hz}$ (§ 7.3 EC5):

- Verifica freccia con carico concentrato 1kN

$$EI_l = 2.9E + 6 \text{Nm}^2 / \text{m}$$

$$E_{massetto} = 25000 \text{MPa}$$

$$I_b = \frac{1000 \cdot 40^3}{12} = 5.3E + 6 \text{mm}^4$$

$$EI_b = 1.3E + 5 \text{Nm}^2 / \text{m}$$

$$b_{ef} = \frac{l}{1.1} \sqrt[4]{\frac{EI_b}{EI_l}} = \frac{4.3}{1.1} \sqrt[4]{\frac{1.3E + 5}{2.9E + 6}} = 1.81 \text{m}$$

$$b_w = \max(b_{ef}; i) = \max(1.81; 0.6) = 1.81 \text{m}$$

$$w(1\text{kN}) = \frac{1 \cdot l^3}{48EI_l b_w} = \frac{4.3^3}{48 \cdot 2.9E + 6 \cdot 1.81} = 0.32 \text{mm} \quad < 1 \text{mm} \quad (\text{a NEL GRAFICO}) \quad OK$$

- Verifica velocità di risposta a impulso unitario

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI_l)}{(EI_b)} \right\}^{0.25} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{8.3} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{5}{4.3} \right)^4 \frac{2.9E + 6}{1.3E + 5} \right\}^{0.25} = 5.45$$

$$v = \frac{0.4 + 0.6n_{40}}{\frac{mbl}{4} + 50} = \frac{0.4 + 0.6 \cdot 5.45}{\frac{304 \cdot 5 \cdot 4.3}{4} + 50} = 2.18 \text{mm/s}$$

$$\xi = 0.01 \text{ smorzamento}$$

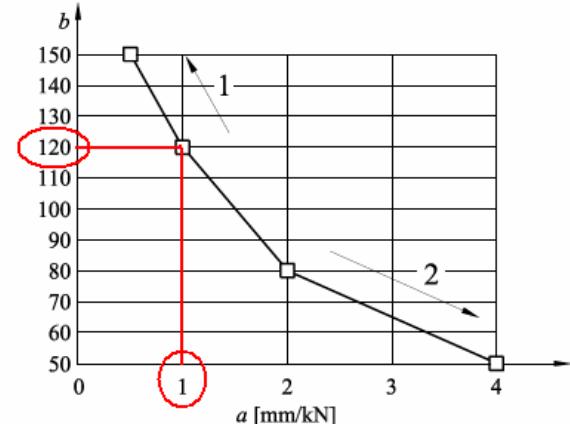
$$b = 120 \quad (\text{VEDI GRAFICO})$$

$$v_{\lim} = b^{(f_i \xi - 1)} = 120^{(8.3 \cdot 0.01 - 1)} \cdot 1000 = 18.4 \text{mm/s} \rightarrow v < v_{\lim} \quad OK$$

figura 7.2 Intervallo raccomandato e correlazione fra a e b

Legenda

- | | |
|---|--------------------------|
| 1 | Prestazioni più elevate |
| 2 | Prestazioni meno elevate |



DA ANNESSO DAN-EC5:

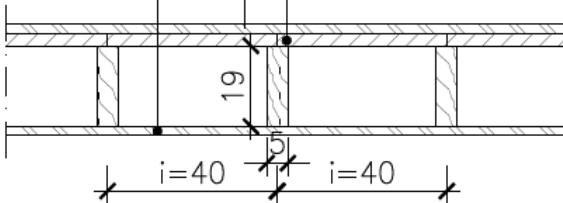
Si adottano i seguenti valori:
a=1,0 mm/kN
b=120

ESEMPIO 1 – VERIFICA DI VIBRAZIONE



VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5 SOLAIO 2

CONTROS. IN CARTOG. sp. 1.5cm
PAVIMENTO sp. 2cm
TAVOLATO sp. 1.8cm



ANALISI DEI CARICHI

PAVIMENTO sp. 2cm	0.10kN/mq
TAVOLATO sp. 1.8cm	0.10kN/mq
CONTROSOFFITTO IN CARTONG. sp. 1.5cm	0.10kN/mq
	0.30kN/mq
INCIDENZA TRAVI	0.12kN/mq
	0.42kN/mq

Calcolo frequenza fondamentale (formula 7.5 -§ 7.3 EC5):

Classe legno: C24

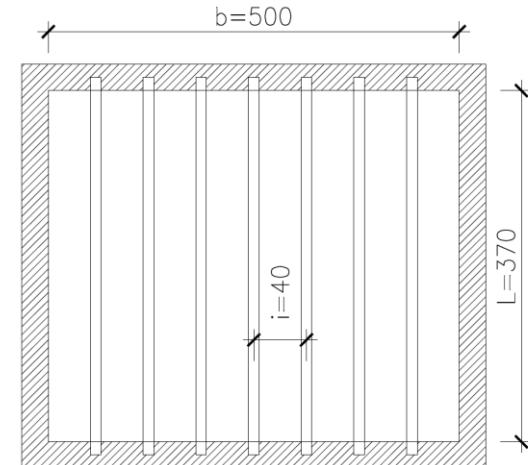
$$E_{0,g,mean} = 9000 \text{ MPa}$$

$$I_l = 190^3 \cdot 50 / 12 = 2.9E + 7 \text{ mm}^4$$

$$EI_l/i = 6.4E + 5 \text{ Nm}^2 / \text{m}$$

$$m = 42 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$\rightarrow f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} = 13.84 \text{ Hz} \quad > 8 \text{ Hz}$$



ESEMPIO 1 – VERIFICA DI VIBRAZIONE



VERIFICHE DI VIBRAZIONE: § 7.3 EC5 SOLAIO 2

Verifiche per solai con f>8Hz (§ 7.3 EC5):

- Verifica freccia con carico concentrato 1kN

$$EI_l = 6.4E + 5Nm^2 / m$$

$$E_{tavolato} = 5000 MPa$$

$$I_b = \frac{1000 \cdot 18^3}{12} = 4.9E + 5 mm^4$$

$$EI_b = 2.4E + 3 Nm^2 / m$$

$$b_{ef} = \frac{l}{1.1} \sqrt[4]{\frac{EI_b}{EI_l}} = \frac{3.75}{1.1} \sqrt[4]{\frac{2.4E+3}{6.4E+5}} = 0.85m$$

$$b_w = \max(b_{ef}; i) = \max(0.85 ; 0.4) = 0.85m$$

$$w(1kN) = \frac{1 \cdot l^3}{48EI_b w} = \frac{3.75^3}{48 \cdot 6.4E + 5 \cdot 0.85} = 2.02mm > 1mm \text{ (a NEL GRAFICO) } \text{ NON VERIFICATO!}$$

- Verifica velocità di risposta a impulso unitario

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI_l)}{(EI_b)} \right\}^{0.25} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{13.84} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{5}{3.75} \right)^4 \frac{6.4E+5}{2.4E+3} \right\}^{0.25} = 8.85$$

$$v = \frac{0.4 + 0.6n_{40}}{\frac{mbl}{4} + 50} = \frac{0.4 + 0.6 \cdot 8.85}{\frac{42 \cdot 5 \cdot 3.75}{4} + 50} = 23.2mm / s$$

$\xi = 0.01$ smorzamento per solai in legno privi di finiture

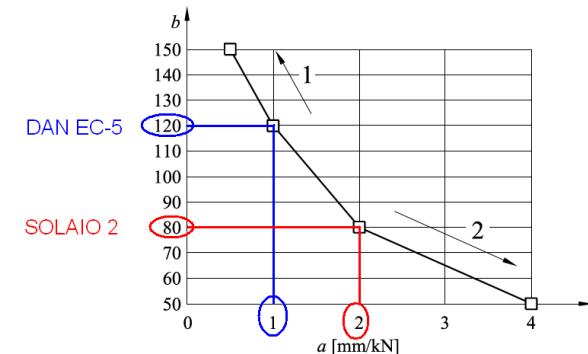
$b = 80$ (VEDI GRAFICO)

$$v_{lim} = b^{(f_1 \xi - 1)} = 80^{(13.84 \cdot 0.01 - 1)} \cdot 1000 = 23.01mm / s \rightarrow v > v_{lim} \text{ NON VERIFICATO!}$$

figura 7.2 Intervallo raccomandato e correlazione fra a e b

Legenda

- 1 Prestazioni più elevate
- 2 Prestazioni meno elevate



DA ANNESSO DAN-EC5:

Si adottano i seguenti valori:
 $a=1,0 \text{ mm/kN}$
 $b=120$

ESEMPIO 1 – VERIFICHE SLU-SLE



SOLAIO 1

SOLAIO 2

VERIFICA SLU - FLESSIONE: § 6.1.6 EC5

$J \text{ [mm}^4\text{]} = h^3 \times b / 12 =$	1.38×10^8	2.86×10^7
$W \text{ [mm}^3\text{]} = J / (h/2) =$	1.15×10^6	3.00×10^5
$E_{0,g,\text{mean}} \text{ [MPa]} =$	12600	11000
$L \text{ [m]} =$	4.3	3.75
$M_{\text{slu},1} \text{ [kNm/trave]} \text{ (media durata)} = (g_k \times 1.3 + q_k \times 1.5) \times L^2 / 8 =$	10.4	2.64
$M_{\text{slu},2} \text{ [kNm/trave]} \text{ (lunga durata)} = (g_k \times 1.3) \times L^2 / 8 =$	6.24	0.53
$M_{\text{slu},1} / k_{\text{mod},1} =$	$10.4 / 0.8 = 13.0$	3.30
$M_{\text{slu},2} / k_{\text{mod},2} =$	$6.24 / 0.6 = 10.4$	0.88
$(M_{\text{slu}} / k_{\text{mod}})_{\text{max}} =$	13 – comb. media durata	3.30 – comb. media durata
$f_{m,d} \text{ [MPa]} = f_{m,k} \times k_{\text{mod}} / \gamma_m =$	15.45	12.8
$\sigma_{m,d} \text{ [MPa]} = M_{\text{slu}} / W =$	9.03	8.77
$\sigma_{m,d} / f_{m,d} =$	$9.03 / 15.45 = 0.58 < 1 \text{ OK}$	$8.77 / 12.8 = 0.69 < 1 \text{ OK}$

VERIFICA SLE - FRECCIA MASSIMA: § 7.2 EC5

VERIFICA A BREVE TERMINE

$u_{\text{inst},g} \text{ [mm]} = 5 / 384 \times q_g \times L^4 / (EJ) =$	4.66	1.70
$u_{\text{inst},q} \text{ [mm]} = 5 / 384 \times q_q \times L^4 / (EJ) =$	3.07	6.55
$u_{\text{inst,tot}} \text{ [mm]} =$	$7.73 = L / 556 < L / 300 \text{ OK}$	$8.25 = L / 454 < L / 300$

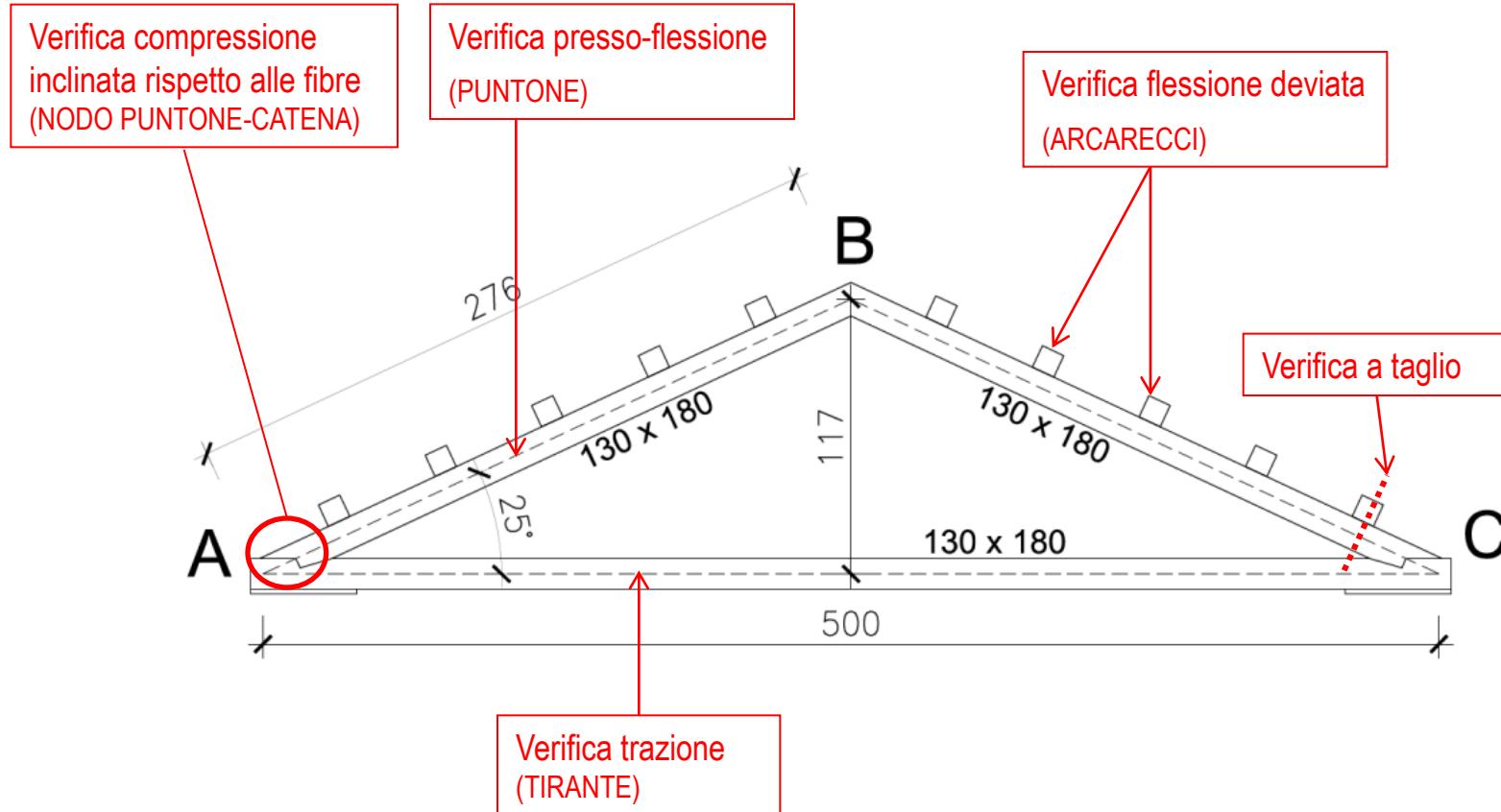
VERIFICA A LUNGO TERMINE

$u_{\text{fin}} \text{ [mm]} = u_{\text{inst},g} (1+k_{\text{def}}) + u_{\text{inst},q} (1+\psi_{21}k_{\text{def}}) =$	$10.52 = L / 409 < L / 250 \text{ OK}$	$9.27 = L / 404 < L / 250$
--	--	----------------------------

ESEMPIO 2 – VERIFICHE DI RESISTENZA



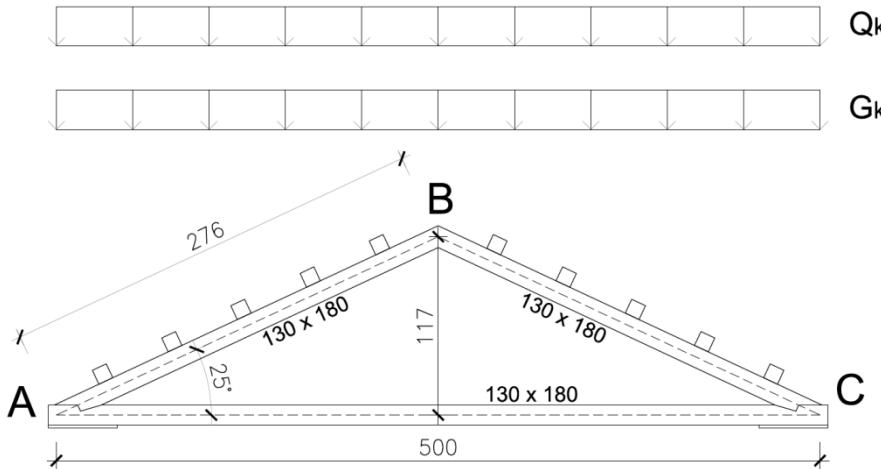
CAPRIATA



ESEMPIO 2 – VERIFICHE DI RESISTENZA



CAPRIATA



ANALISI DEI CARICHI:

CORRENTI CAPRIATA	0.10kN/mq
ORDITURA SECONDARIA: $0.1 \times 0.1 \times 6 / 0.5 / \cos 25^\circ =$	0.14kN/mq
TAVOLATO: $0.025 \times 6 / \cos 25^\circ =$	0.16kN/mq
MANTO IN COPPI: $80 / \cos 25^\circ =$	0.90kN/mq
<u>TOTALE CARICHI PERMANENTI: $g_k =$</u>	<u>1.30kN/mq</u>
CARICO NEVE: $q_k =$	1.00kN/mq

SI HANNO QUINDI I SEGUENTI CARICHI DISTRIBUITI SULLA CAPRIATA: (in proiezione orizzontale)

$$G_k = i \times g_k = 2.5 \times 1.3 = 3.25 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = i \times q_k = 2.5 \times 1.0 = 2.50 \text{ kN/m}$$

DATI:

• MATERIALE: LEGNO MASSICCIO C20

$$\begin{aligned} f_{m,k} &= 22 \text{ N/mm}^2 & E_{0,med} &= 10000 \text{ MPa} \\ f_{c,0,k} &= 20 \text{ N/mm}^2 & E_{0,05} &= 6700 \text{ MPa} \\ f_{c,90,k} &= 5.1 \text{ N/mm}^2 & \rho_{med} &= 410 \text{ kg/m}^3 \\ f_{t,0,k} &= 13 \text{ N/mm}^2 & \rho_k &= 340 \text{ kg/m}^3 \\ f_{v,k} &= 2.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

• CLASSE DI SERVIZIO: 1

$$\begin{aligned} \text{carico di breve durata } k_{mod} &= 0.9 \\ \text{carico di lunga durata } k_{mod} &= 0.6 \end{aligned}$$

• GEOMETRIA:

puntoni e tiranti di sezione rettangolare $h=18\text{cm}$ e $b=13\text{cm}$
arcarecci di sezione quadrata $h=b=10\text{cm}$ passo $i=50\text{cm}$
luce capriata $L=5\text{m}$
inclinazione puntoni $\alpha=25^\circ$
passo capriate $p=2.5\text{m}$

ESEMPIO 2 – VERIFICHE DI RESISTENZA



ARCARECCI

VERIFICA SLU-FLESSIONE DEVIATA:

$$G_{k,arc} = i \times g_k = 1.30 \times 0.45 = 0.585 \text{ kN/m}$$

$$\text{SLU1: } Q_1 = 0.585 \times 1.3 + 0.45 \times 1.5 = 1.44 \text{ kN/m}$$

$$\text{SLU2: } Q_2 = 0.585 \times 1.3 = 0.76 \text{ kN/m}$$

→ **COMBINAZIONE DIMENSIONANTE: SLU1**

$$M_{d\perp} = 1/8Q_1 \cos\alpha p^2 = 1/8 \times 1.44 \times \cos 25^\circ \times 2.5^2 = 1.02 \text{ kNm}$$

$$W_\perp = W_{\parallel} = h^2 b / 6 = 100^3 / 6 = 166666 \text{ mm}^3$$

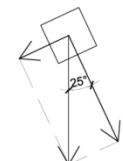
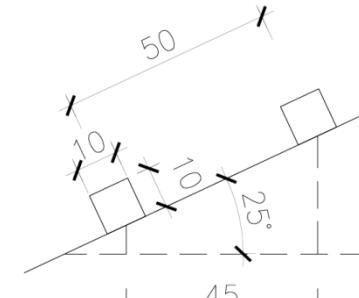
$$\sigma_{myd} = M_{d\perp} / W_\perp = 6.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{mzd} = M_{d\parallel} / W_{\parallel} = 2.88 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod} / \gamma_m = 22 \times 0.9 / 1.5 = 13.2 \text{ MPa}$$

VERIFICA

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{6.12}{14.8} + 0.7 \frac{2.88}{14.8} = 0.55 < 1 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.7 \frac{6.12}{14.8} + \frac{2.88}{14.8} = 0.48 < 1 \quad OK$$



VERIFICA SLE-VERIFICA DELLA FRECCIA MASSIMA:

N.B.: PER IL CALCOLO SI USA IL VALORE MEDIO DEL MODULO DI ELASTICITA' L=2.5 m

CARICHI PERMANENTI:

$$u_{g\perp} = 5/384 G_{k,arc} \cos\alpha L^4 / E_m J_y = 3.2 \text{ mm}$$

$$u_{g\parallel} = 5/384 G_{k,arc} \sin\alpha L^4 / E_m J_z = 1.5 \text{ mm}$$

$$u_{g,tot} = (f_{g\perp}^2 + f_{g\parallel}^2)^{1/2} = 3.6 \text{ mm}$$

CARICHI ACCIDENTALI:

$$u_{q\perp} = 5/384 Q_{k,arc} \cos\alpha L^4 / E_m J_y = 2.5 \text{ mm}$$

$$u_{q\parallel} = 5/384 Q_{k,arc} \sin\alpha L^4 / E_m J_z = 1.2 \text{ mm}$$

$$u_{q,tot} = (f_{q\perp}^2 + f_{q\parallel}^2)^{1/2} = 2.7 \text{ mm}$$

VERIFICA A TEMPO ZERO

$$u_{inst} = u_{rara} = u_{inst,g} + u_{inst,q} = 3.6 + 2.7 = 6.3 = L/396 < L/300 \quad OK$$

VERIFICA A TEMPO INFINITO

$$u_{fin} = u_{fin,g} + u_{fin,q} = u_{inst,g} (1 + k_{def}) + u_{inst,q} (1 + \psi_{21} k_{def}) = 3.6 (1 + 0.6) + 2.7 (1 + 0 \times 0.6) = 5.76 + 2.7 = 8.46 \text{ mm} = L/295 < L/250 \quad OK$$

ESEMPIO 2 – VERIFICHE DI RESISTENZA



PUNTONI CAPRIATA

VERIFICA SLU:

PRESSOFLESSIONE DEVIATA

Dal calcolo risultano le seguenti sollecitazioni massime: $|N_{max,d}|=27.89\text{kN}$ $M_{max,d}=6.25\text{kN}$

cui corrispondono le tensioni seguenti: $\sigma_{c,0,d}=N_{max,d} / A = 1.19\text{MPa}$ $\sigma_{m,d}=M_{max,d} / W_y = 8.9\text{MPa}$

Le tensioni resistenti sono: $f_{m,d}=f_{m,k}k_{mod}/\gamma_m= 22 \times 0.9 / 1.5=13.2 \text{ MPa}$

$f_{c,0,d}=f_{c,0,k}k_{mod}/\gamma_m= 20 \times 0.9 / 1.5=12.0 \text{ MPa}$

Essendo $i_y=52\text{mm}$, la snellezza corrispondente risulta $\lambda=L/i_y=53$ per cui la snellezza relativa vale

$$\lambda_{rel,c}=\frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}=\frac{53}{3.14}\sqrt{\frac{20}{6700}}=0.91$$

Essendo $\beta=0.2$ (legno massiccio) si ha $k=0.5(1+0.2(0.91-0.3)+0.91^2)=1.38$ per cui il coefficiente per carico di punta risulta:

$$k_c=\frac{1}{1.38+\sqrt{1.38^2+0.91^2}}=0.33$$

Essendo $\lambda_{rel}=0.91>0.30$ la formula di verifica da utilizzare è:

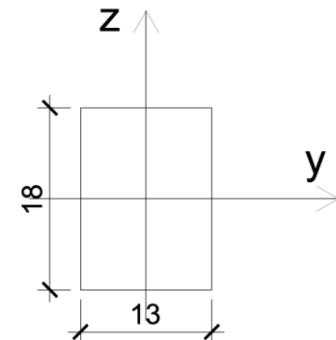
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{1.19}{0.33 \cdot 12} + \frac{8.9}{13.2} = 0.97 < 1 \quad OK$$

TAGLIO

Dal calcolo risulta il seguente taglio massimo: $T_{max,d}=9.06\text{kN}$

La tensione resistente a taglio è pari a $f_{v,d}=f_{v,k}k_{mod}/\gamma_m=2.4 \times 0.9 / 1.5 = 1.44\text{MPa}$

La tensione sollecitante risulta $\tau=1.5T_{max,d}/A=1.5 \times 9060/23400=0.58\text{MPa} < 1.44\text{MPa} \quad OK$



$A=23400\text{mm}^2$
 $J_y=6318000\text{mm}^4$
 $J_z=32955000\text{mm}^4$
 $W_x=702000\text{mm}^3$
 $W_y=507000\text{mm}^3$

Instabilità di trave impedita
dall'orditura secondaria

ESEMPIO 2 – VERIFICHE DI RESISTENZA



CATENA

SLU - VERIFICA A TRAZIONE :

Dal calcolo risultano le seguenti sollecitazioni massime: $N_{\text{catena,d}} = 21.44 \text{ kN}$

Si fa l'ipotesi che la catena non sia soggetta a flessione.

La verifica viene condotta nella sezione indebolita dell'attacco catena-puntone

$$h = h_c - t_v = 180 - 45 = 135 \text{ mm}$$

$$b = 130 \text{ mm}$$

$$A = b \times h = 17550 \text{ mm}^2$$

La tensione sollecitante risulta quindi:

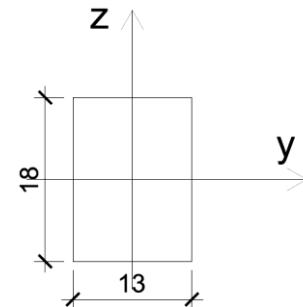
$$\sigma_{t,d} = N_{\text{catena,d}} / A = 21440 / 17550 = 1.22 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione risulta:

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \times k_{\text{mod}} / \gamma_m = 13 \times 0.9 / 1.5 = 7.8 \text{ MPa}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$\sigma_{t,d} / f_{t,0,d} = 1.22 / 7.8 = 0.16 < 1$$



Principali Tipologie

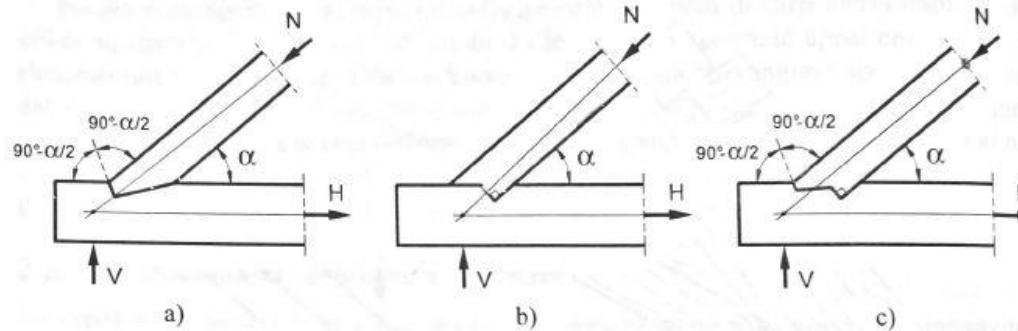
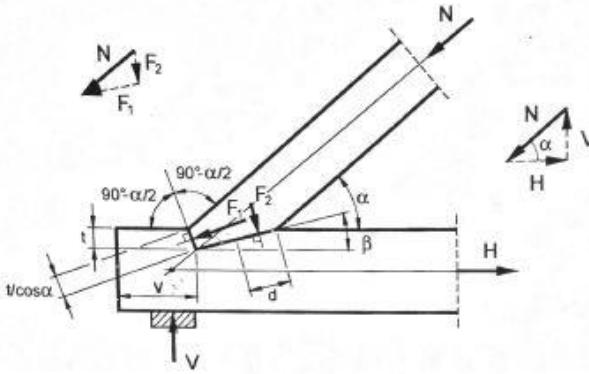
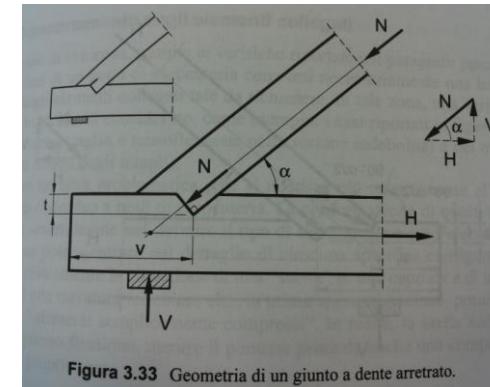


Figura 3.30 Principali tipologie di collegamenti tradizionali puntone-catena: a) collegamento a dente semplice; b) collegamento a dente arretrato; c) collegamento a dente doppio.



Dente semplice



Dente arretrato

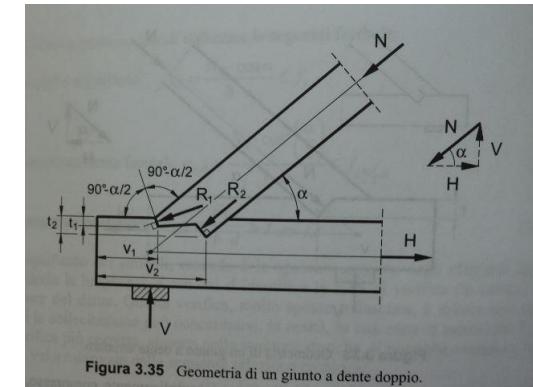
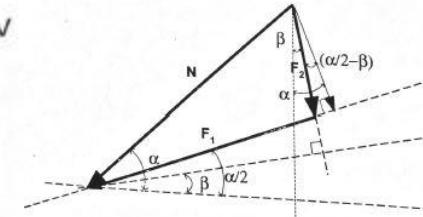
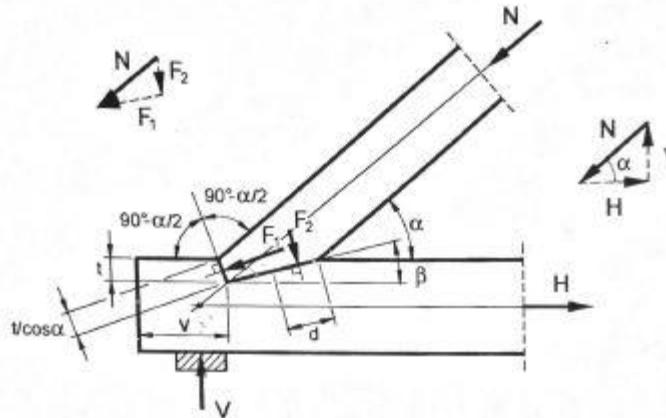


Figura 3.35 Geometria di un giunto a dente doppio.

Dente doppio

Scomposizione delle forze – dente semplice



$$F_{1,d} = N_d \cdot \cos \frac{\alpha}{2} - N_d \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \cdot \tan \left(\frac{\alpha}{2} - \beta \right) < N_d \cdot \cos \frac{\alpha}{2}$$

$$F_{2,d} = \frac{N_d \cdot \sin \left(\frac{\alpha}{2} \right)}{\cos \left(\frac{\alpha}{2} - \beta \right)}$$

Superficie di taglio del tallone

$$\tau_d = \frac{N_d \cdot \cos \alpha}{b \cdot v} \leq f_{v,d}$$

Superficie compressa dente frontale

$$\sigma_{c,d} = \frac{N_d \cdot \cos^2 \left(\frac{\alpha}{2} \right)}{b \cdot t} \leq f_{c,\alpha/2,d}$$

Superficie compressa posteriore

$$\sigma_{c,d} = \frac{F_{2,d}}{b \cdot d} \leq f_{c,90-\beta,d}$$

Scomposizione delle forze – dente arretrato

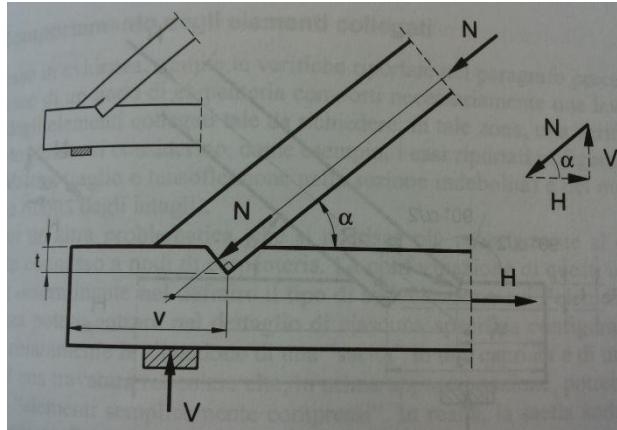


Figura 3.33 Geometria di un giunto a dente arretrato.

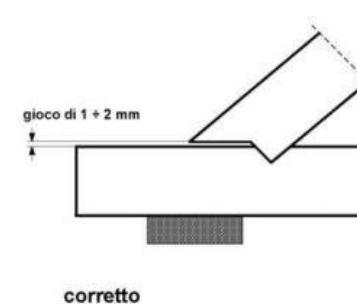
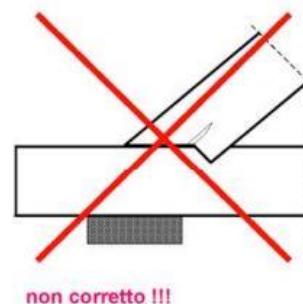
Superficie di taglio del tallone

$$\tau_d = \frac{N_d \cdot \cos \alpha}{b \cdot v} \leq f_{v,d}$$

Superficie compressa dente frontale

$$\sigma_{c,d} = \frac{N_d \cdot \cos(\alpha)}{b \cdot t} \leq f_{c,\alpha,d}$$

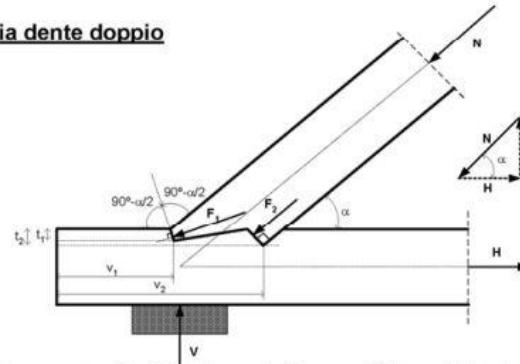
Geometria dente arretrato: prescrizioni costruttive



Occorre lasciare un certo "agio" alla superficie anteriore (1-2 mm), al fine di evitare che la collaborazione di tale superficie innescchi stati tensionali ortogonali alla direzione delle fibre, causando fessurazioni per fenditura

Scomposizione delle forze – dente doppio

Geometria dente doppio



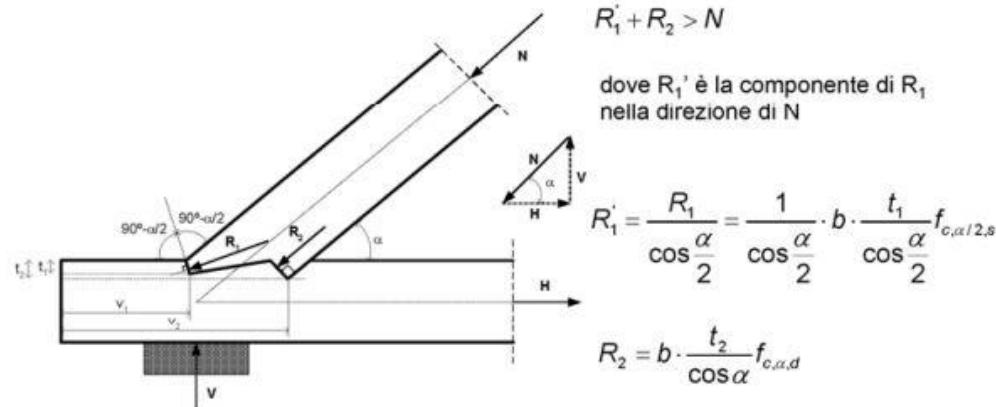
Vantaggio: aumento al lunghezza del tacco, ed il rapporto tra la superficie portante e la profondità di intaglio è maggiore

Svantaggio: la realizzazione del nodo richiede grande precisione al fine di assicurare il contatto di tutte le superfici (precisione oggi ottenibile solo con le macchine a controllo numerico)

Ho 4 superfici da verificare, due a compressione e due a taglio

$$R'_1 + R_2 > N$$

dove R'_1 è la componente di R_1 nella direzione di N



GIUNTO CATENA-PUNTONE

VERIFICA A COMPRESSIONE INCLINATA RISPETTO ALLE FIBRE – DENTE FRONTALE:

$$B_{ef} = \min(b_{puntone}, b_{catena}) = \min(130; 130) = 130\text{mm}$$

$$t_v = h_c/4 = 45\text{mm} \text{ (VEDI FIGURA)}$$

La tensione sollecitante risulta quindi:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N_{puntone} \cos^2\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{b_{ef} t_v} = \frac{27890 \cos^2(12.5^\circ)}{130 \cdot 45} = 4.54\text{ MPa}$$

Essendo $f_{c,0,d}=12\text{ MPa}$ e $f_{c,90,d}=f_{c,90,k}k_{mod}/\gamma_m = 5.1 \times 0.9/1.5 = 3.06\text{ MPa}$ la resistenza a compressione in direzione α risulta:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \operatorname{sen}^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \cos^2\left(\frac{\alpha}{2}\right)} = 10.5\text{ MPa}$$

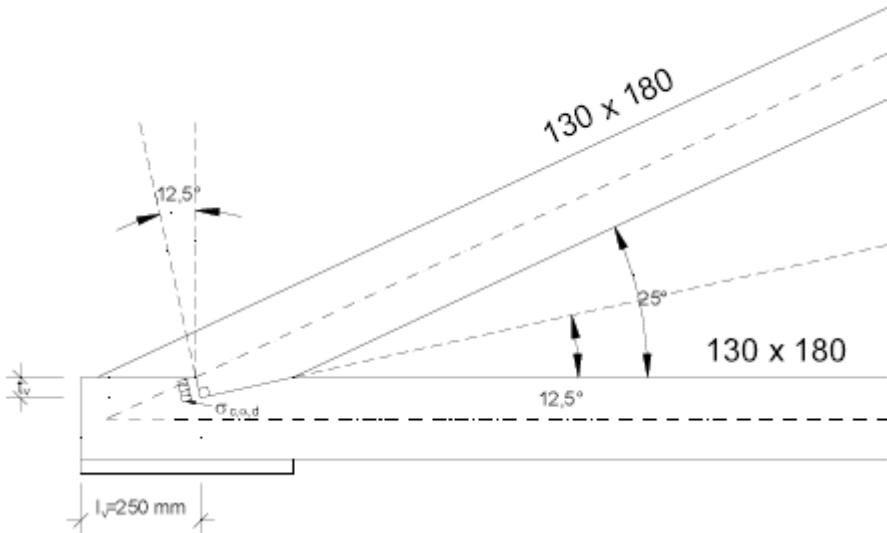
Le verifica pertanto è: $\sigma_{c,\alpha,d} = 4.54\text{ MPa} < f_{c,\alpha,d} = 10.5\text{ MPa}$ OK

VERIFICA SUPERFICIE COMPRESSA POSTERIORE:

$$F_2 = \frac{N_{puntone} \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \beta\right)} = \frac{27890 \cdot \sin(12.5^\circ)}{1} = 6036\text{ N}$$

$$d = \frac{t_v}{5 \cdot \operatorname{sen}\beta} \square 42\text{ mm}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{F_2}{b_{ef} \cdot d} = \frac{6036}{130 \cdot 42} = 1.1\text{ MPa}$$



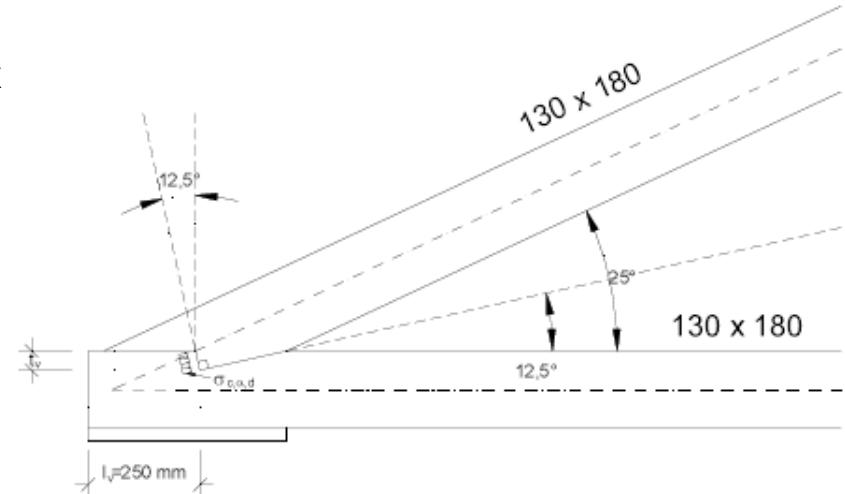
ESEMPIO 2 – VERIFICHE DI RESISTENZA

Giunto di carpenteria

Essendo $f_{c,0,d} = 12 \text{ MPa}$ e $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod} / \gamma_m = 5.1 \times 0.9 / 1.5 = 3.06 \text{ MPa}$ la resistenza a compressione in direzione $90^\circ - \beta$ risulta:

$$f_{c,90-\beta,d} = \frac{f_{c,0,d} \cdot f_{c,90,d}}{f_{c,0,d} \sin^2(90^\circ - \beta) + f_{c,90,d} \cos^2(90^\circ - \beta)} = 3.17 \text{ MPa}$$

Le verifica pertanto è: $\sigma_{c,90^\circ-\beta,d} = 1.1 \text{ MPa} < f_{c,90^\circ-\beta,d} = 3.17 \text{ MPa}$ OK



VERIFICA A TAGLIO DEL TACCO:

$$\tau_d = \frac{N_{catena}}{l_v b_{ef}} = \frac{21440}{250 \cdot 130} = 0.66 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1.44 \text{ MPa} \quad OK$$

NTC 7.7.6

I giunti di carpenteria non presentano rischi di rottura fragile se la verifica per tensioni tangenziali, condotta in accordo con il § 4.4, è soddisfatta utilizzando un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3.

$$\tau_d \cdot 1.3 = 0.86 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1.44 \text{ MPa} \quad OK$$