

*Il legno lamellare: le nuove prospettive dell'innovazione progettuale*  
*Brettschichtholz: Ermöglicht neue Perspektiven in der Projektierung*

26 Settembre 2003 – Forum di Bressanone

# **Applicazioni e osservazioni sulla nuova Normativa Italiana per le Costruzioni in Legno (NICoLe)**

Betrachtung und Anwendung der neuen Italienischen Norm (NICoLe)  
für Holzkonstruktionen

Le normative tecniche necessitano di divulgazione, per interessare gli operatori, per coinvolgere le associazioni nel processo - comunque lento - che porta alla definizione ed alla introduzione delle medesime ..., per prevenire i costi conseguenti alla loro adozione ...

1



## Situazione italiana della normativa per le costruzioni

In Italia sono stati tradotti ed approvati con Decreto Ministeriale i seguenti EUROCODICI emanati dal Comitato Europeo di Normalizzazione (CEN):

- **EUROCODICE 2 (UNI EN 1992) – Calcestruzzo**
- **EUROCODICE 3 (UNI EN 1993) – Acciaio**

e sono stati anche rilasciati dal Ministero dei Lavori Pubblici i relativi Documenti Applicativi Nazionali (NAD)

- **C.a.:**        **D.M. 9/01/96, parte I, sez. III**
- **Acciaio:**    **D.M. 9/01/96, parte II, sez. III**



Per le costruzioni in legno è stato pubblicato in italiano l'EUROCODICE 5 (ENV 1995), in tre parti:

**ENV 1995-1.1: Regole generali e regole per gli edifici**

**ENV 1995-1.2: Regole generali, progettazione strutturale contro l'incendio**

**ENV 1995 Parte 2: Ponti (\*)**

Mai pubblicato il relativo NAD, dal momento che non esiste una norma italiana sul legno, promulgata dall'Autorità competente (Ministero dei Lavori Pubblici).

L'EUROCODICE 5 è, oggi, norma sperimentale volontaria (ENV) e potrebbe essere utilizzata al pari di altre norme Europee di “comprovata validità” e lungamente sperimentate (DIN 1052, Regles CB 71, SIA 164)



## Situazione normativa attuale e futura

Nel **1999** si è insediata a Roma la commissione incaricata della redazione delle Norme tecniche Italiane per la progettazione, esecuzione e collaudo delle Costruzioni di Legno (N.I.CO.LE.); i lavori si sono conclusi nei primi mesi del **2001** (doc. Ott. 2001).

- Approvazione **N**orma **I**taliana per le **CO**struzioni in **LE**gno
- Versione finale di **EN 1995 - Parte 1.1**
- Pubblicazione del NAD nazionale



## 4. NORME DI CALCOLO

### 4.1 CRITERI GENERALI

#### 4.1.1 Modalità di analisi

... metodo di verifica della sicurezza:

- alle **tensioni ammissibili**, secondo quanto indicato al punto 7 della presente norma;
- agli **stati limite**.

...

Nella progettazione si possono adottare **metodi di verifica alternativi a quelli contenuti nelle presenti norme tecniche** purché fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali scientificamente comprovati e **purché sia assicurata una sicurezza non inferiore a quella qui prescritta ...**



# **Tensioni ammissibili $\hat{U}$ Stati limite**

Il metodo delle tensioni ammissibili non valuta la resistenza a collasso della struttura

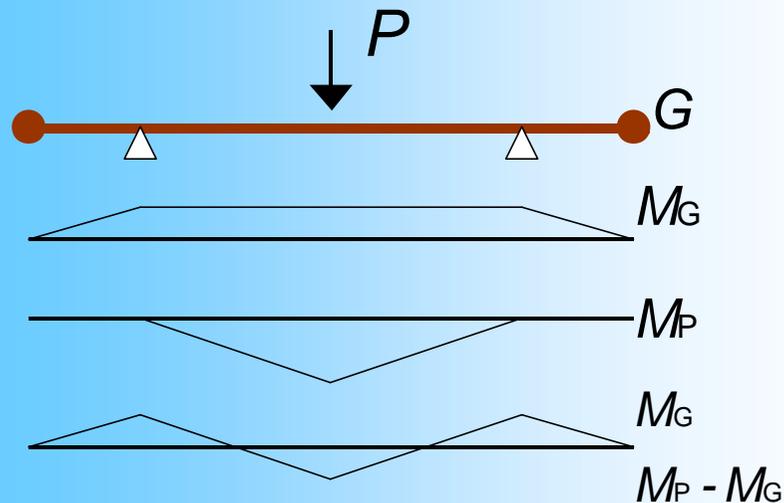
- non differenzia l'importanza tra "collasso" e "utilizzazione"
- non distingue tra incolumità delle persone e economia generale della struttura
- non dà certezze sulla sicurezza quando siano presenti più azioni

Il metodo semi-probabilistico agli stati limite valuta la resistenza a collasso della struttura

- attenzione comunque al *deterioramento* nel tempo dei coefficienti di sicurezza
- in particolare nei confronti di *azioni permanenti* e di quelle *variabili frequenti*



Il metodo T.a. non dà certezze sulla sicurezza quando siano presenti più azioni indipendenti (con effetti contrari)



Ipotizzato **3** sicurezza T.a. su  $s_{B,u}$

Ipotizzato  $M_G = 0.5 \cdot M_P$

$$M_P - M_G = 0.5 \cdot M_P = W \cdot \sigma_{B,u} / 3$$

Qual è la sicurezza su  $P$  ?

$$M_{P,u} - M_G = M_{P,u} - 0.5 \cdot M_P = W \cdot \sigma_{B,u} = 3 \cdot 0.5 \cdot M_P$$

$$M_{P,u} = 2 \cdot M_P$$



# METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

Stato Limite: Situazione oltre la quale la struttura non soddisfa requisiti funzionali

**Stati limiti**

- ⊃ **Ultimi**
- ⊃ **Servizio**

$$S(s_{1d}, s_{2d}, \dots) \leq R(r_{1d}, r_{2d}, \dots)$$

Effetto

(parametro sollecitazione)

Prestazione

(Parametro resistente)

Coefficienti parziali di sicurezza sulle **Azioni**

$$Q_{di} = g_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

sulle **Resistenze dei materiali**

$$X_d = X_k \cdot k_{mod} / g$$



# STATI LIMITE - AZIONI DI CALCOLO

## Combinazioni di azioni

- situazioni persistenti e transitorie:  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- situazioni eccezionali:  $\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

$Q_{k,i}$

	Azioni Permanenti ( $\gamma_G$ )	Azione variabile Fondamentale ( $\gamma_{Q,1}$ )	Altre azioni Variabili ( $\gamma_{Q,i}$ )
<u>Coefficienti parziali normali</u>			
- Effetto favorevole ( $\gamma_{F,inf}$ )	1.00*	- **	- **
- Effetto sfavorevole ( $\gamma_{F,sup}$ )	1.35*	1.50	1.50



## Limit state at 40: new beginning or midlife crisis?

A. N. Beal, *The Structural Engineer*, vol. 72, Jan. 1994

---

*viewpoint: Eurocodes*

### ***Factors of ignorance?***

A. N. Beal, *The Structural Engineer*, vol. 79, Oct. 2001

1970: entusiasmo e coefficienti di sicurezza 1.1 (!)  
dichiarati vantaggi ... anche economici ...

Mancanza di dati sperimentali ...

Difficoltà di formulazioni teoriche, o formulazioni difficilmente applicabili

Le cosiddette "basi scientifiche" sono state spesso "basi tecniche" di ***comparison with existing practice*** (si parte dal principio che i nuovi codici devono dare risultati simili a quelli prodotti da predecessori alle "tensioni ammissibili")



## Limit state at 40: new beginning or midlife crisis?

A. N. Beal, The Structural Engineer, vol. 72, Jan. 1994

---

Azioni caratteristiche in realtà  $G_k$  sono *valori medi*,  $Q_k$  accidentali  
(ad esempio su solai) sono caratteristici noti

Molti carichi permanenti (cosiddetti "secondary dead loads", non p.p.)  
sono calcolati "esattamente" all'inizio, ma destinati a cambiare  
nel corso della vita della costruzione... **e la sicurezza?**

Esempio: **carichi stradali**, sono stati permessi aumenti notevoli sui valori per il traffico pesante (in 25÷30 anni)... su quali **valori statistici si può contare quando si assume una "design life" di 50÷100 anni ?**

Quindi nel **lato azioni bisognerebbe distinguere la natura del carico e non solo semplicisticamente tra "p.p, permanenti e accidentali" !**

Esempio: pressione  $H_2O$  è conosciuta molto meglio di qualsiasi altro carico, pressione del terreno può essere permanente ma calcolabile con molte maggiori incertezze !



## Limit state at 40: new beginning or midlife crisis?

A. N. Beal, The Structural Engineer, vol. 72, Jan. 1994

---

Ci sono alcune discrepanze all'interno delle stesse normative!

Esempio: tra ENV 1991 ed ENV 1995-1-2 il problema della definizione del contributo al carico di incendio della struttura lignea.

Se c'è una lezione da imparare negli ultimi 20 anni di S.L., è la necessità di essere molto cauti nel proclamare i vantaggi conseguenti alla applicazione di un nuovo approccio, in particolare quando esso è dato solo *... in principle form, without all the numbers worked out. As experience with existing limit state Codes has shown, the devil is in the detail ...*

William PRAGER così concludeva (a proposito dell'analisi limite):

*... dobbiamo riflettere attentamente prima di abbandonare le vecchie, forse ancora incomplete teorie che possono ancora svolgere un ruolo fondamentale ...*

Varsavia, 1972



## Valori di $g_m$

Stati limite ultimi	
<b><u>Combinazioni fondamentali</u></b>	
<b>Legno</b>	<b>1,3</b>
<b>Legno lamellare</b>	<b>1,25 (*)</b>
<b>Unioni</b>	<b>1,3</b>
<b>Acciaio</b>	<b>1,1</b>
<b><u>Combinazioni eccezionali</u></b>	<b>1,0</b>

<b>Stati limite di esercizio</b>	<b>1,0</b>
----------------------------------	------------



## NiCoLe - Coefficiente sicurezza materiale

$g_m$  serve anche per passare da resistenza al frattile 5% a quella di progetto (“al 5‰”)

### Calcestruzzo:

$g_m$  per il calcestruzzo = 1,6 (D.M. 9.01.96 – Parte I, Sezione III) è il prodotto di:

1,1 incertezza sul modello di calcolo;

1,1 incertezza sulla corrispondenza tra provini cubici e cls in opera;

1,32 per il passaggio dal frattile 5% al frattile 5‰ (distribuzione “normale”).

### Legno:

$g_m$  per il legno è il prodotto di:

1,1 incertezza sul modello di calcolo;

1,0 ogni elemento è classificato e marchiato;

1,18 legno massiccio e 1,14 legno lamellare<sup>(\*)</sup> (con distribuzione di resistenze non normale e “non simmetrica”).



## STATI LIMITE ULTIMI

- $\sigma_d$  tensione agente di progetto
- $f_k$  resistenza caratteristica al frattile 5%
- $k_{mod}$  coefficiente che tiene conto delle condizioni di servizio e della “durata del carico”
- $\gamma_m$  coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$$\sigma_d \leq f_k \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$



## RESISTENZE DEL MATERIALE

- Le tensioni  $f_k$  vengono fornite al progettista in apposite norme UNI-CEN, che forniscono profili prestazionali per legni di conifera e pioppo (**C**) o latifoglia escluso pioppo (**D**)  $\Rightarrow$  classi di resistenza.
- Per legno italiano  $\Rightarrow$  **UNI 11035-1:2003** “*Legno strutturale - Classificazione a vista di legnami italiani secondo la resistenza meccanica: terminologia e misurazione delle caratteristiche*” e **UNI 11035-2:2003** “*Legno strutturale - Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per tipi di legname strutturale italiani*”



**Caratteristiche dei materiali: legno conifera (e pioppo)**

Valori caratteristici di tensione (Mpa) e modulo (GPa)		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
<b>Flessione</b>	$f_{m,0,k}$	14	16	18	22	24	27	30	35	40
<b>Trazione</b> parallela <b>perpendicolare</b>	$f_{t,0,k}$	8	10	11	13	14	16	18	21	24
	$f_{t,90,k}$	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.5</b>	<b>0.5</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>
<b>Compressione</b> parallela <b>perpendicolare</b>	$f_{c,0,k}$	16	17	18	20	21	22	23	25	26
	$f_{c,90,k}$	<b>2.0</b>	<b>2.2</b>	<b>2.2</b>	<b>2.4</b>	<b>2.5</b>	<b>2.6</b>	<b>2.7</b>	<b>2.8</b>	<b>2.9</b>
<b>Taglio</b>	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8
<b>Modulo di elasticità</b> medio parallelo parallelo medio perpendicolare	$E_{0,mean}$	7	8	9	10	11	12	12	13	14
	$E_{0,0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.7	7.4	8.0	8.0	8.7	9.4
	$E_{90,mea}$	0.23	0.27	0.30	0.33	0.37	0.40	0.40	0.43	0.47
<b>Modulo di taglio medio</b>	$G_{mean}$	0.44	0.50	0.56	0.63	0.69	0.75	0.75	0.81	0.88
<b>Massa volumica</b>	$r_k$	290	310	320	340	350	370	380	400	420
<b>Massa volumica media</b>	$r_{mean}$	350	370	380	410	420	450	460	480	500



## Legno lamellare incollato prEN 1194 (vecchia proposta)

### Caratteristiche dei materiali: legno lamellare di conifera

Valori caratteristici di tensione (Mpa) e modulo (GPa)		GL20	GL24	GL28	GL32	GL36
Flessione	$f_{m,0,k}$	20	24	28	32	36
Trazione parallela perpendicolare	$f_{t,0,k}$	15	18	21	24	27
	$f_{t,90,k}$	<b>0,35</b>	<b>0,35</b>	<b>0,45</b>	<b>0,45</b>	<b>0,45</b>
Compressione parallela perpendicolare	$f_{c, 0,k}$	21	24	27	29	31
	$f_{c, 90,k}$	<b>5,0</b>	<b>5,5</b>	<b>6,0</b>	<b>6,0</b>	<b>6,3</b>
Taglio	$f_{v,k}$	2,8	2,8	3,0	3,5	3,5
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	10	11	12	13,5	14,5



## Legno massiccio prEN 338 (ottobre 2000)

### Caratteristiche dei materiali: legno massiccio

#### Variazioni proposte (ottobre 2000)

- Sono state **aggiunte** le classi C45 e C50
- La resistenza  $f_{t,90,k}$  è **umentata** e varia tra 0.4 (C14) e 0.6 (C40)
- La resistenza  $f_{c,90,k}$  è **diminuita** e varia tra 2.0 (C14) e 2.9 (C40)
- *Proposta una resistenza  $f_{v,k}$  **unica** 3.5 MPa*



## Legno massiccio EN 1912 (giugno 1998, errata corrige dic. 1998)

### Caratteristiche dei materiali: *classi di resistenza e classificazione a vista*

Classe di resistenza (secondo EN 338)	Paese che ha pubblicato la norma di classificazione	Categoria (v. la Tabella A.4)	Nome commerciale delle specie		Provenienza del legname (area geografica dove crescono gli alberi da cui viene ricavato il legname)	Identificazione botanica (v. la Tabella A.3)
			in lingua italiana (conforme alle UNI 2853 - 2854 - 3917)	in lingua inglese (e, ove riportato in parentesi quadra, nella lingua del Paese che ha pubblicato la norma di classificazione)		
C30	Francia	ST-I	Abete rosso e Ab. bianco	Spruce & Fir [Epicéa & Sapin]	Francia	1, 22
		ST-I	Pini	Pines [Pin laricio, Pin maritime, Pin sylvestre]		39, 44, 47
	Germania	S13	Abete rosso	Spruce [Fichte]	Europa CNE (Europa Centrale, del Nord e dell'Est)	22
		S13	Pino silvestre	Pine [Rotkiefer]		47
		S13	Abete bianco	Fir [Weisstanne]		1
		S13	Larice	Larch [Lärche]		15
		S13	Douglasia	Douglas fir	Germania	54 (soltanto spessori $\geq 60$ mm; il midollo non è ammesso)
	Paesi Nordic (Danimarca, Finlandia, Islanda, Norvegia, Svezia)	T3	Pino silvestre	Pine (sinonimo: Redwood)	Europa NNE (Europa del Nord e del Nord-Est)	47
		T3	Abete rosso	Spruce (sinonimo: Whitewood)		22
		T3	Abete bianco	Fir		1
		T3	Larice	Larch		15
	USA	J&P Sel	Pino pece	Southern pine	USA	35, 36, 43, 48
		SLF Sel				



## **2.8 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE E CONTROLLO DEL LEGNO**

Le caratteristiche dei materiali, indicate nel capitolato secondo le prescrizioni dei punti da 2.1 a 2.7 e di eventuali altre prescrizioni in funzione della specifica opera, devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni che seguono.



## 2.8.1 Legno massiccio

- Elenco aggiornato dei fornitori qualificati di elementi in legno massiccio per uso strutturale istituito presso la Presidenza del C.S.LL.P.-Servizio Tecnico Centrale

Viene notificato:

- stabilimento di produzione
- tipo di elementi strutturali che l'azienda fornisce
- tenuta del “registro forniture legname” (specie legnosa, provenienza, quantità)
- organizzazione del controllo interno di qualità:
  - “Responsabile della produzione” (classificatore di legname)
  - “Responsabile commerciale” (se i prodotti sono già classificati)
- registrazione del “marchio del fornitore”



## ... Legno massiccio

Ogni anno i fornitori inviano al Servizio Tecnico Centrale:

- a) una dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità della organizzazione del controllo interno di qualità;
- b) i risultati dei controlli interni eseguiti nell'ultimo anno, per ciascun tipo di prodotto, da cui risulti anche il quantitativo di produzione.

Tutte le forniture di elementi in legno massiccio per uso strutturale debbono essere accompagnate da una “Dichiarazione di conformità” (EN 45014):

- regolarità della posizione nell'elenco “fornitori qualificati”;
- descrizione degli elementi strutturali forniti;
- specie legnosa e zona di provenienza del legno impiegato;
- la Classe di resistenza o la Categoria;
- la norma tecnica in base alla quale è stata eseguita la classificazione.



## ... Legno massiccio

Sugli elementi strutturali con sezione trasversale maggiore di  $30 \text{ cm}^2$  deve essere apposta una marchiatura dalla quale risultino:

- il nominativo della ditta fornitrice oppure “marchio” depositato;
- la specie legnosa;
- la Classe di resistenza o la Categoria.

Per elementi strutturali con sezione trasversale minore di  $30 \text{ cm}^2$ , marchiatura globale sulla confezione di elementi raggruppati.

Il marchio deve potere essere identificabile almeno fino al collaudo strutturale (fatti salvi elementi “a vista” ...)



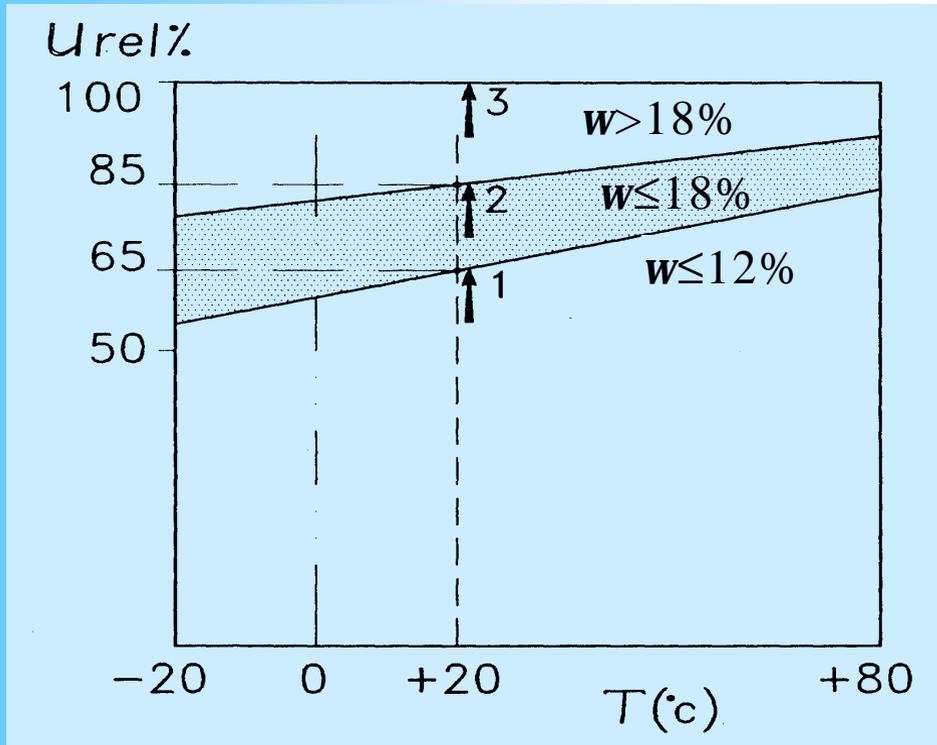
## 2.8.2 Legno lamellare

Vale tutto quanto detto, inoltre:

- 1) La produzione deve subire un controllo continuo (UNI-EN 386), effettuato dal “Responsabile della produzione”, che assume, nell’ambito delle proprie competenze, le responsabilità stabilite dalla legge per i direttori dei lavori. I “registri di produzione” devono essere disponibili per i competenti organi del Servizio Tecnico Centrale e, per la fornitura di competenza, per la D.L. ed il direttore dei lavori e il collaudatore della costruzione.
- 2) Produzione e ciclo produttivo devono subire un controllo semestrale da parte di laboratori abilitati ...
- 3) Nella marchiatura dell’elemento si riporta anche l’anno di produzione.



# Legno / umidità: classi di servizio



$$w\% = \frac{G_u - G_0}{G_0} \cdot 100$$

- 1**  $T=(20\pm 2)^{\circ}C$ ;  $U_{rel}>65\%$  per poche settimane all'anno ( $\omega\approx 12\%$ );
- 2**  $T=(20\pm 2)^{\circ}C$ ;  $U_{rel} >80\%$  per poche settimane all'anno ( $\omega\approx 18\%$ );
- 3** condizioni con valori di umidità più elevati;



# Classi di durata

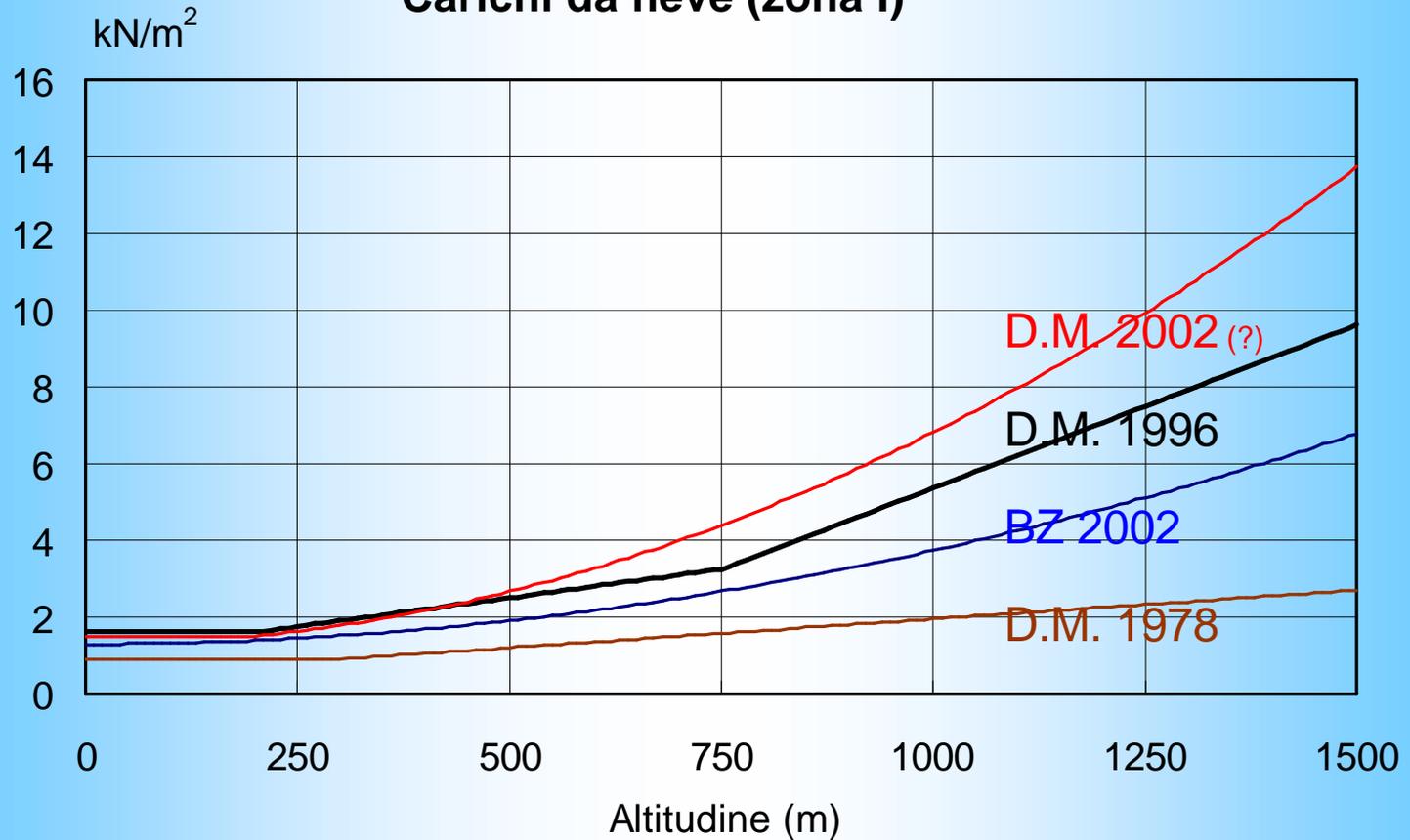
Classe di durata del carico	Durata accumulata del carico caratteristico	Esempi di carico
Permanente	più di 10 anni	peso proprio
Lunga durata	6 mesi - 10 anni	carico di esercizio nei locali adibiti a deposito
Media durata	1 settimana - 6 mesi	carichi di esercizio in generale
Breve durata	meno di 1 settimana	neve (*)
Istantaneo	--	vento e carichi eccezionali

(\*) Il sovraccarico  $q_{sk}$  è composto da: un valore fino a  $2,0 \text{ kN/m}^2$  (=breve durata) + un'eventuale restante parte (=istantanea)



# Valori delle Azioni Variabili

## Carichi da neve (zona I)



# Influenza dell'umidità sulle prestazioni

Resistenza  $k_{mod}$

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{g_M}$$

Deformabilità  $k_{def}$

$$U_{fin} = U_{inst} \cdot (1 + k_{def})$$

Classe di durata dell'azione	Classe di servizio	
	1, 2	3
Permanente	0.60	0.50
Lunga	0.70	0.55
Media	0.80	0.65
Breve	0.90	0.70
Istantanea	1.10	0.90

## Carichi permanenti

Classe di durata dell'azione	Classe di servizio		
	1	2	3
Massiccio, GL, LVL	0.60	0.80	2.00
Plywood	0.80	1.00	2.50
+1.0 se montato $\cong$ saturo			

I coefficienti  $k_{mod}$  e  $k_{def}$  dipendono anche dal materiale; quelli indicati sono per legno Massiccio, lamellare incollato, compensato, LVL



Formato generale delle formule di verifica (DIN 1052:1988, Parte 1):

$$\frac{\mathbf{S}_t}{\mathbf{S}_{t,amm}} + \frac{\mathbf{S}_f}{\mathbf{S}_{f,amm}} \leq 1$$

La formula è così scritta per le differenti caratteristiche di resistenza del legno (e quindi delle relative tensioni ammissibili) nei riguardi del tipo di sollecitazione ed in funzione della direzione della sollecitazione rispetto a quella della fibratura.



## STATI LIMITE ULTIMI (elemento tozzo)

Stati di sollecitazione composti

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{S_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{S_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{S_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \\ \frac{S_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{S_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{S_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \end{array} \right.$$

nel caso di compressione + flessione sostituire:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \Rightarrow \left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2$$

$k_m =$  0.7 per sezioni rettangolari;  
1 altre sezioni.



## STATI LIMITE ULTIMI (colonna pressoinflessa)

**Stato di sollecitazione  
composto**

$$\frac{S_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{S_{m,y,d}}{k_{crit} f_{m,y,d}} + k_m \frac{S_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{S_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{S_{m,y,d}}{k_{crit} f_{m,y,d}} + \frac{S_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

**Imperfezioni iniziali (sinusoidali): max l/300 (legno massiccio)  
l /500 (legno lamellare)**



## STATI LIMITE ULTIMI (colonna pressoinflessa)

MoE è il valore caratteristico  $E_{0,05}$

Tensione critica euleriana e snellezza relativa:

$$s_{c,crit} = p^2 \cdot \frac{E_{0,05}}{l^2} \quad l_{rel} = \frac{l}{l_{lim}} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{s_{c,crit}}}$$

Asta tozza per  $\lambda_{rel} \leq 0.5 \Rightarrow$  lamellare  $\lambda \leq (25 \div 35)$ ,  $\lambda_{lim} = 50 \div 70$

Le tensioni di calcolo flessionali  $\sigma_m$  derivano da azioni esterne, imperfezioni iniziali considerate tramite il fattore  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ :

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - l_{rel}^2}}; \quad k = 0.5 \cdot \left( 1 + b_c (l_{rel} - 0.5) + l_{rel}^2 \right)$$

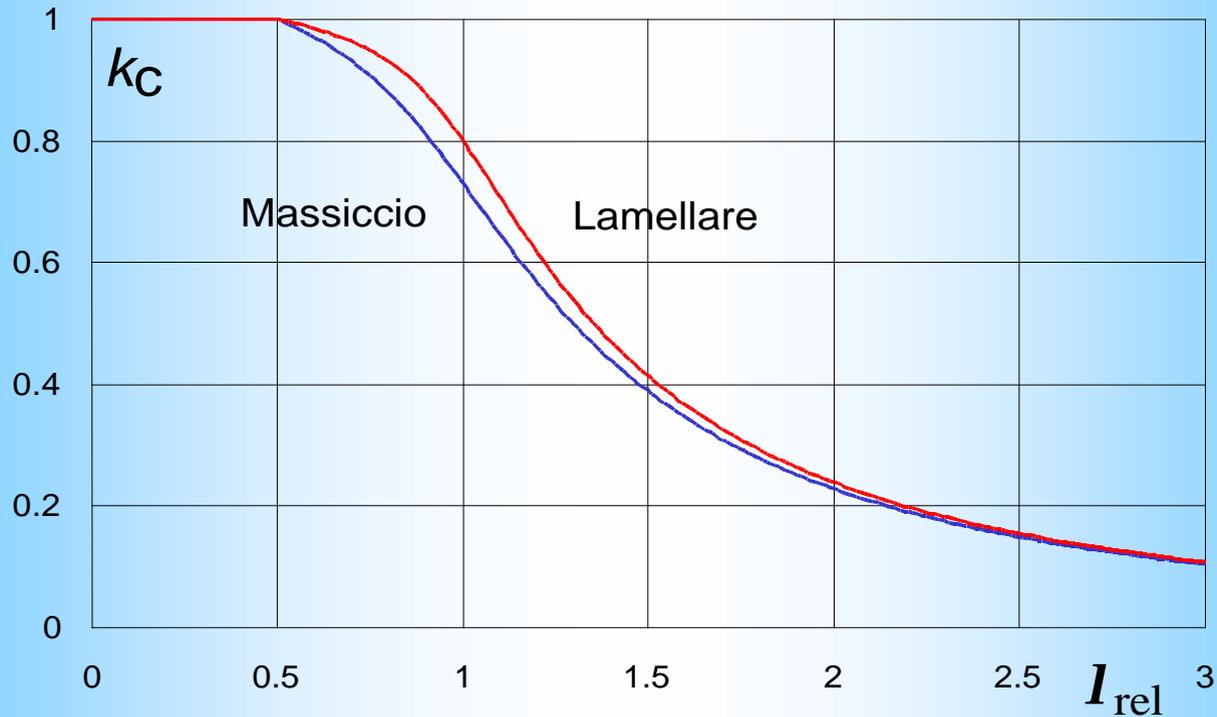
Legno massiccio:  $\beta_c = 0.2$ ; legno lamellare  $\beta_c = 0.1$



# STATI LIMITE ULTIMI

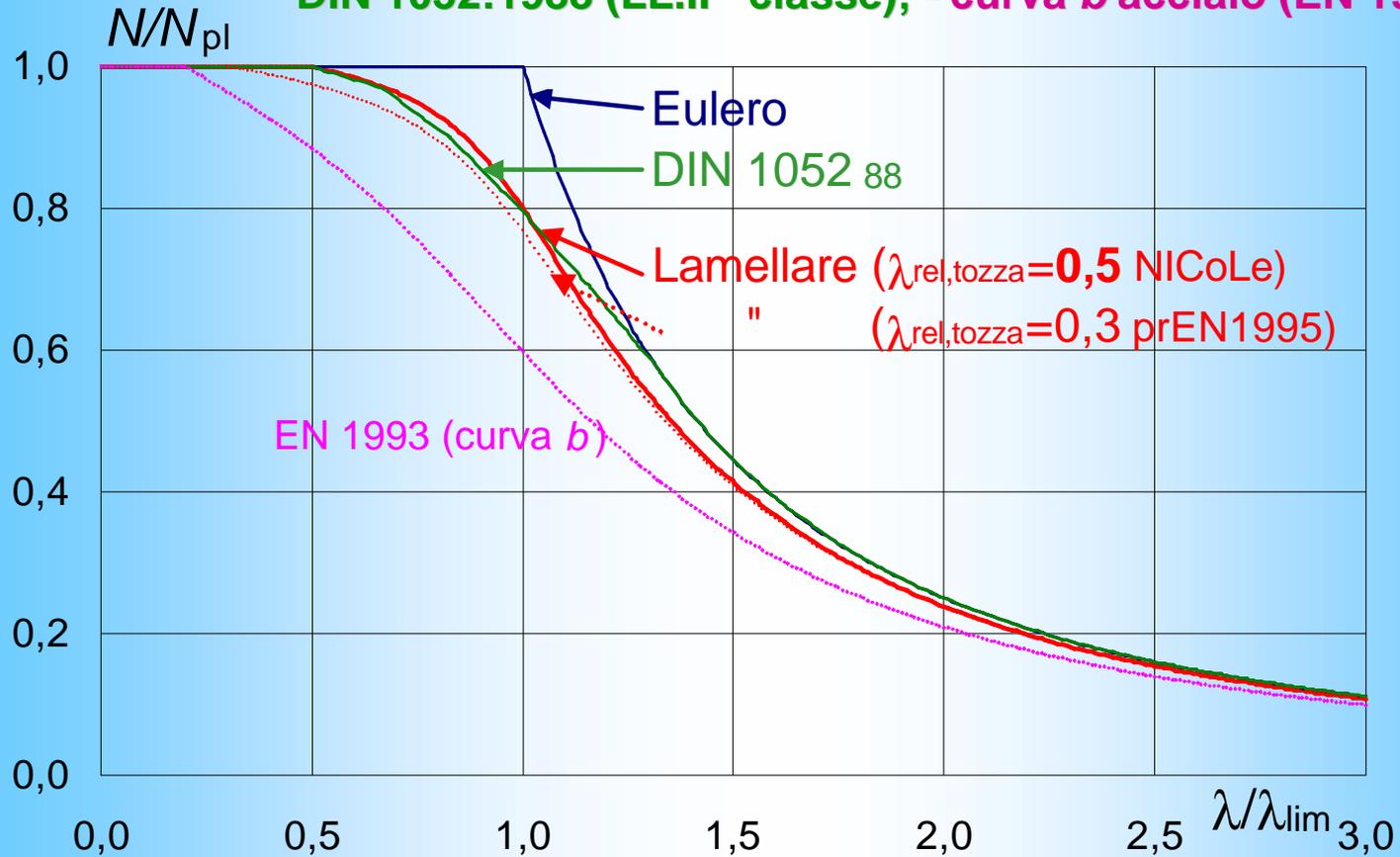
## Elemento colonna

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - I_{rel}^2}}$$



## CURVE DI INSTABILITÀ A CONFRONTO (solo effetto colonna)

- NICOle (prEN 1995:2002): legno lamellare ( $E_{0,05}/f_{c,o,k}=370$ );
- DIN 1052:1988 (LL.II^ classe); - curva b acciaio (EN 1993)





Requisiti essenziali per l'applicabilità delle regole di progetto date in questo codice.

Problema dell'instabilità ...

lo scostamento dalla rettilineità ..., a metà della luce di instabilità,

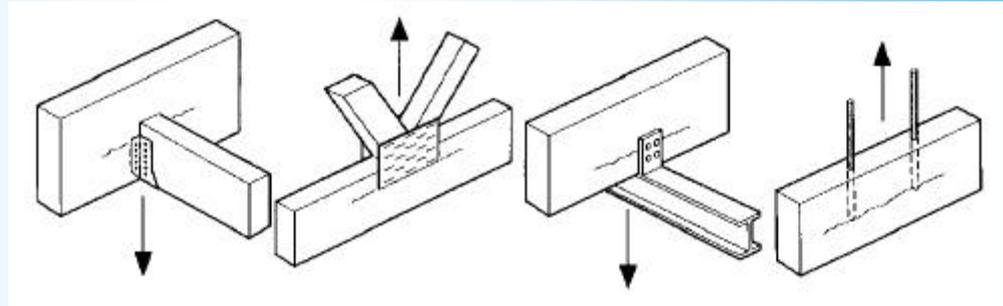
non dovrà superare  $1/500 l$  (L.L.)

e  $1/300 l$  (legno massiccio)



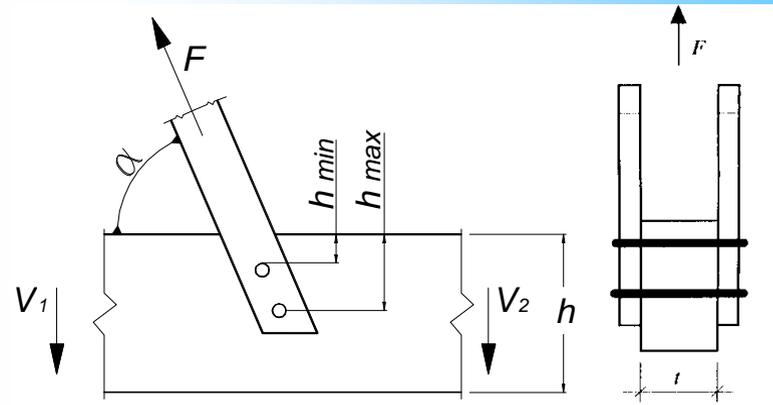
# STATI LIMITE ULTIMI: COLLEGAMENTI TRADIZIZONALI

Verifica generale per le tensioni perpendicolari alla fibra indotte dal collegamento  
(® LEFM)



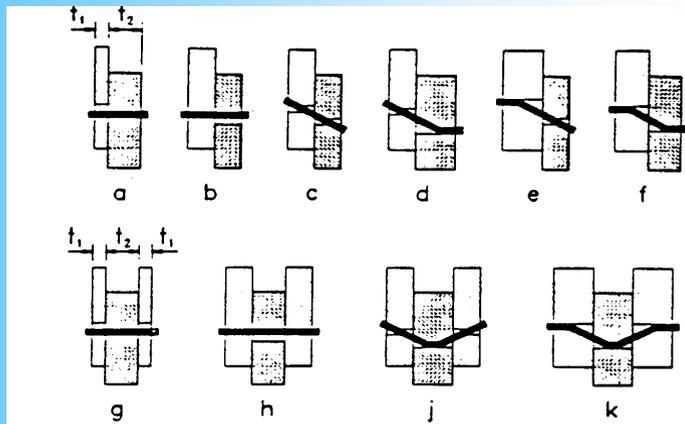
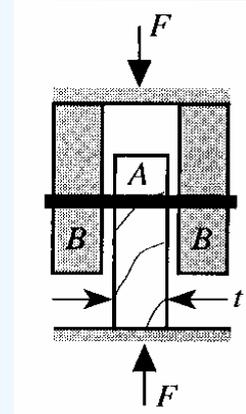
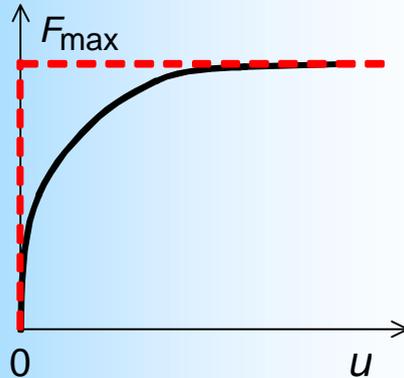
$$V_{d,max} \leq 2 \cdot f_{v,d} \cdot h_{max} \cdot t / 3$$

con  $h_{max} \geq 0,7h$  e  $h_{min} \geq 0,25h$



# STATI LIMITE ULTIMI: COLLEGAMENTI TRADIZIZIONALI

Teoria di Johansen (comportamento rigido-plastico)

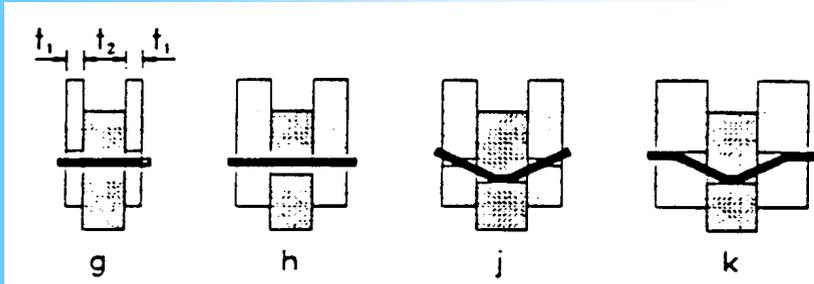


Si assume come capacità portante la minima tra quelle fornite dai comportamenti a rottura indicati, in funzione di:

- $f_{h,1,k}$   $f_{h,2,k}$  tensioni di rifollamento;
- $t_1$   $t_2$  spessori degli elementi collegati;
- $d$  diametro del perno;
- $M_{y,k}$  momento di snervamento del perno.



## STATI LIMITE ULTIMI Teoria di Johansen



$f_{h,1,k}$   $f_{h,2,k}$  tensioni di rifollamento;  
 $\beta$  rapporto  $f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$  ;  
 $t_1$   $t_2$  spessori elementi collegati;  
 $d$  diametro perno;  
 $M_{y,k}$  momento snervamento perno.

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1k} t_1 d \\ 0,5 f_{h,2k} t_2 d \\ 1,1 \frac{f_{h,1k} t_1 d}{2+b} \left[ \sqrt{2b(1+b) + \frac{4b(2+b)M_{y,k}}{f_{h,1k} d t_1^2}} - b \right] \\ 1,15 \sqrt{\frac{2b}{1+b}} \sqrt{2M_{y,k} f_{h,1k} d} \end{array} \right.$$



## STATI LIMITE ULTIMI – UNIONI

Verifica dei collegamenti:

$$S_d \leq R_k \frac{k_{mod}}{g_m}$$

$S_d$  sforzo agente di progetto

$R_k$  resistenza caratteristica dell'unione al frattile 5%  
(formule di Johansen)

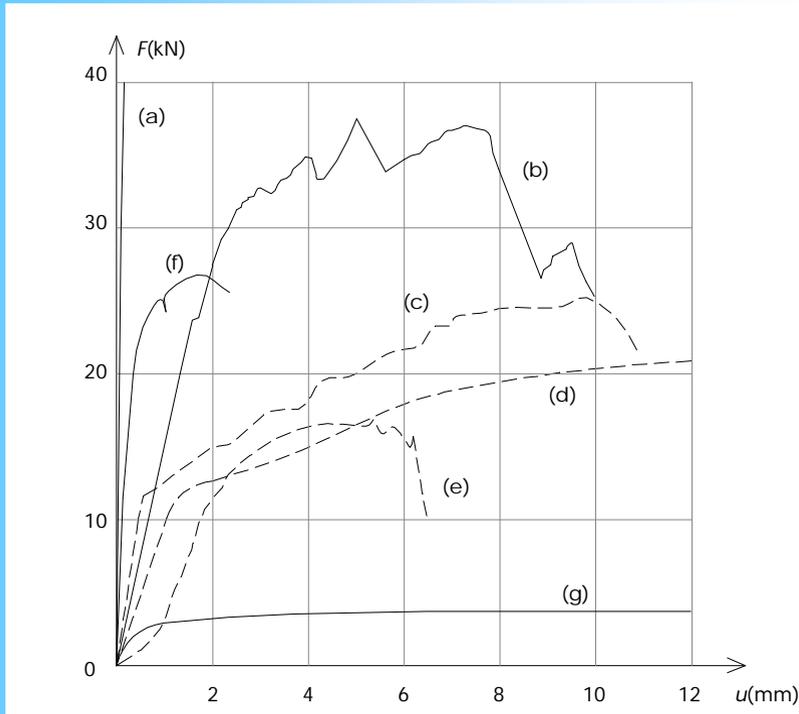
$k_{mod}$  coefficiente che tiene conto delle condizioni di servizio  
e “durata del carico”

$g_m$  coefficiente parziale di sicurezza (= 1,3)

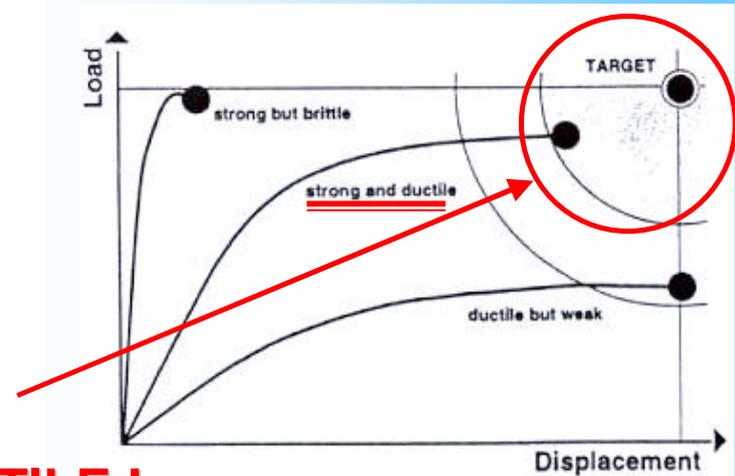


## PROBLEMATICHE APERTE

### Comportamento meccanico dei collegamenti lignei



- a) collegamento incollato ( $12500 \text{ mm}^2$ );
- b) anello ( $d = 100 \text{ mm}$ );
- c) piastra dentata ( $d = 62 \text{ mm}$ );
- d) perno ( $d = 14 \text{ mm}$ );
- e) bullone ( $d = 14 \text{ mm}$ );
- f) piastra stampata ( $100 \times 100 \text{ mm}^2$ );
- g) chiodo ( $d = 4.4 \text{ mm}$ )



**COMPORTAMENTO OTTIMALE**

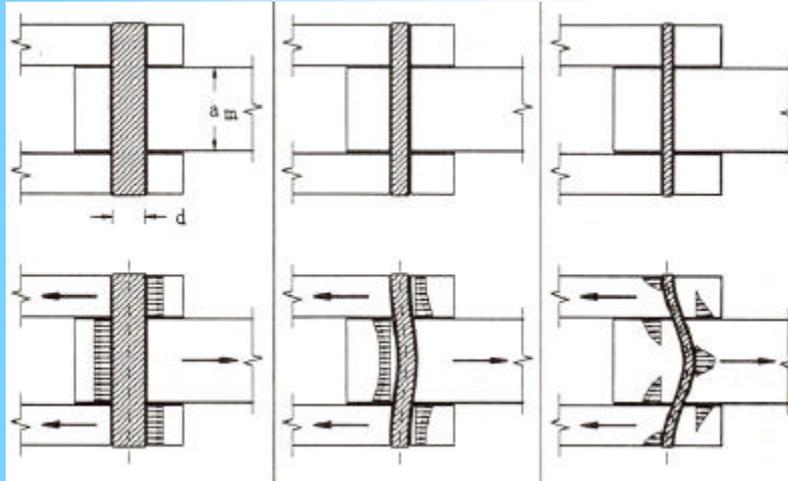
**= COLLEGAMENTO FORTE E DUTTILE !**

[Haller, P. 1998] 41



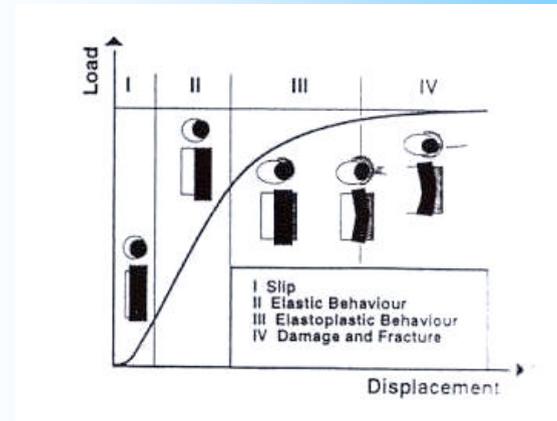
# Resistenza e duttilita' nei collegamenti a gambo cilindrico

[Giordano, 1999]



**AUMENTANDO LA SNELLEZZA DEL  
CONNETTORE AUMENTA LA DUTTILITA'**

[Haller, P. 1998]



**FASE III:  
comportamento elastoplastico**

**ATTENZIONE CHE NON INSORGA PRIMA  
UN MECCANISMO DI ROTTURA FRAGILE !**

