



SEMINARIO

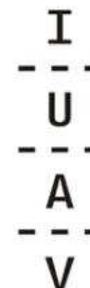
RINFORZO DEI SOLAI IN LEGNO VECCHI E NUOVI ALLA LUCE DELLE NUOVE NORMATIVE SISMICHE

Verifiche di sicurezza solai misti legno-calcestruzzo

Ing. Antonio Pantuso Ph. D



Università Iuav
di Venezia

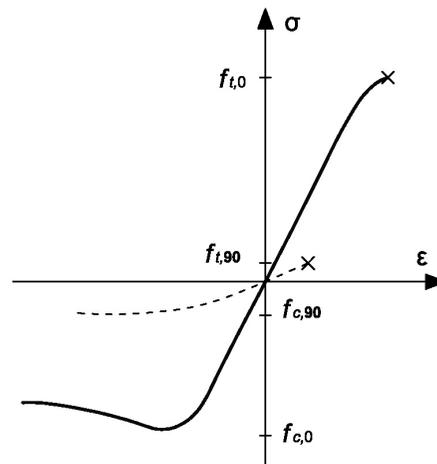
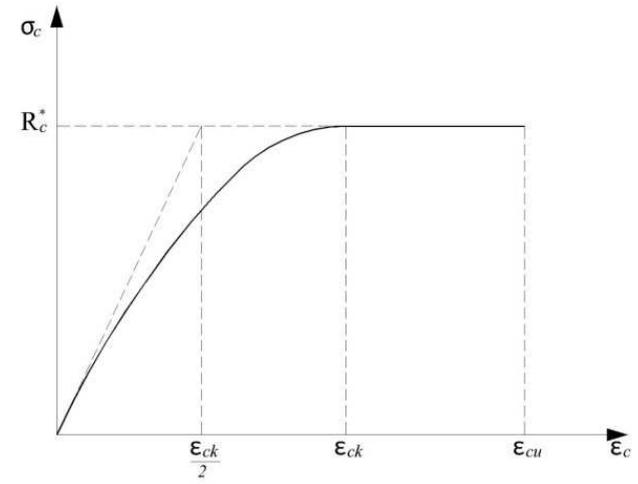
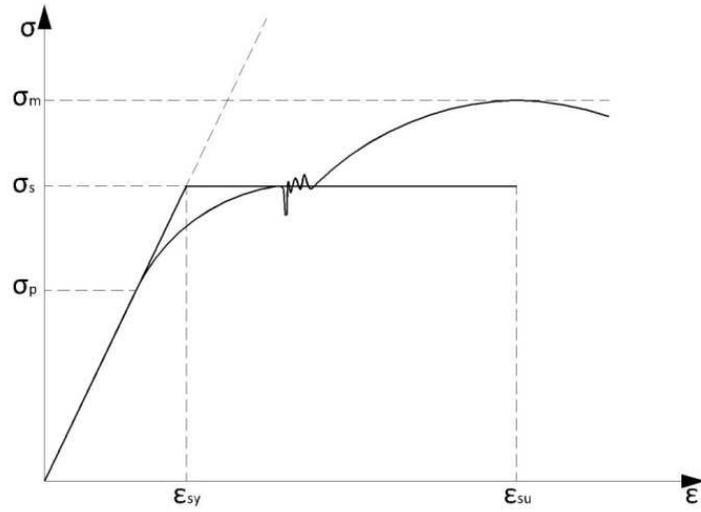


Pavia, 23 Novembre 2017

Parleremo di:

1. Legame costitutivo dei materiali;
2. Principi di progettazione in zona sismica;
3. Diaframma orizzontale;
4. Solai a sezione mista.

IL LEGAME COSTITUTIVO



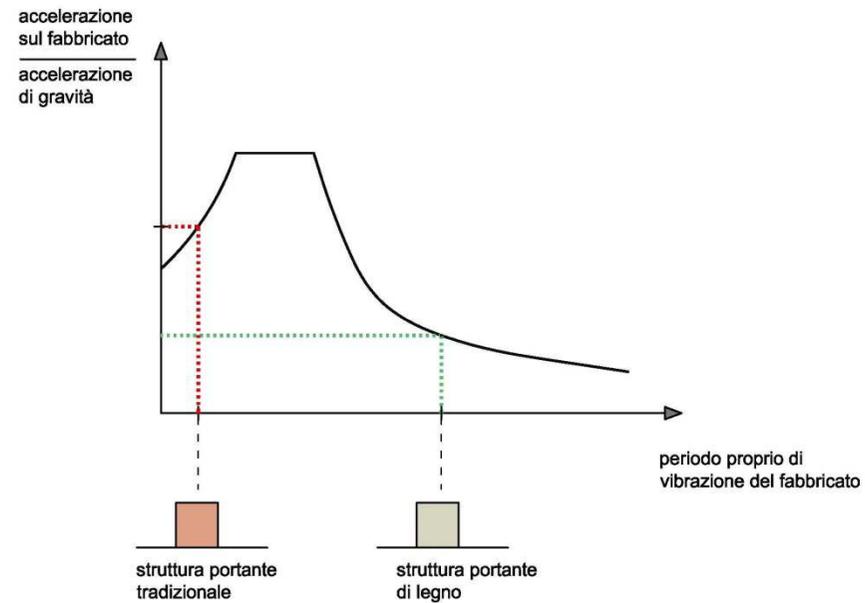
L'azione che il sisma induce alla struttura è valutata attraverso l'accelerazione orizzontale massima a_g che si verifica nel substrato con una probabilità di accadimento del 10% in 50 anni.

A partire da questa osservazione il territorio italiano è stato suddiviso in zone sismiche aventi diversi valori di a_g .

Così come definita, l'accelerazione a_g non può essere utilizzata direttamente per calcolare l'accelerazione indotta alle strutture, poiché il terreno che si trova tra il substrato e le fondazioni agisce come un filtro che modifica il segnale.

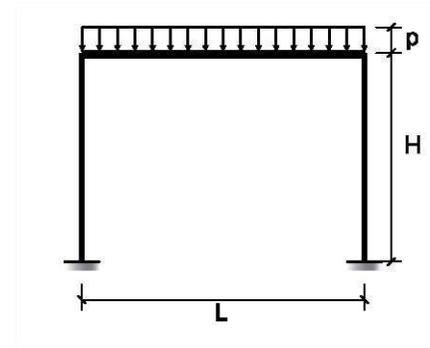
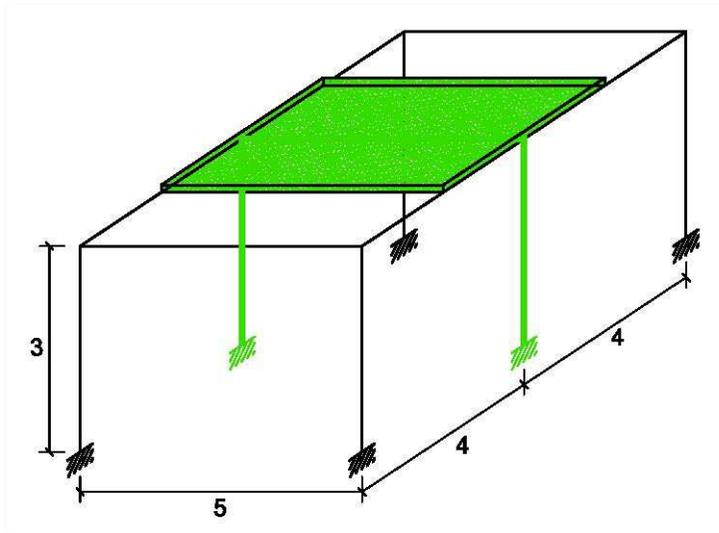
Le norme fanno riferimento alla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, la quale rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (cat. A), con superficie topografica orizzontale.

Nota la massima accelerazione agente in fondazione, la risposta strutturale viene valutata attraverso lo spettro di risposta elastico che rappresenta il massimo valore di un parametro della risposta di un sistema 1-GDL soggetto ad un dato evento sismico in funzione del suo periodo proprio di vibrazione.



Poiché a priori non è noto l'accelerogramma che interesserà l'edificio, le norme utilizzano degli spettri normalizzati, indipendenti dal grado di sismicità e ricavati interpolando diversi spettri di pseudo-accelerazione (smorzamento nullo) equiprobabili ottenuti ipotizzando terremoti provenienti da diverse sorgenti.

Confronto telaio calcestruzzo armato- legno



Peso Proprio	650	[daN/m ²]
Incidenza pilastri	$0.30 \cdot 0.30 \cdot 2500 \cdot 3.00 / (5 \cdot 4) = 50$	“
Carichi permanenti	100	“
Carichi accidentali	200	“
Totale	1000	[daN/m²]

Struttura di calcestruzzo

$$p = 1000 \cdot 4.00 = 4000 \text{ daN/m}$$

Peso Proprio	150	[daN/m ²]
Incidenza pilastri	$0.30 \cdot 0.30 \cdot 500 \cdot 3.00 / (5 \cdot 4) = 10$	“
Carichi permanenti	100	“
Carichi accidentali	200	“
Totale	500	[daN/m²]

Struttura di legno

$$p = 500 \cdot 4.00 = 2000 \text{ daN/m}$$

CALCESTRUZZO

Rigidezza tagliante

$$E = 250000 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$k = 2 * \frac{12EI}{H^3} = 2 * \frac{12 * 250000 * 67500}{300^3} = 15000 \text{ daN/cm}$$

Periodo proprio

$$m = \frac{W}{g}$$

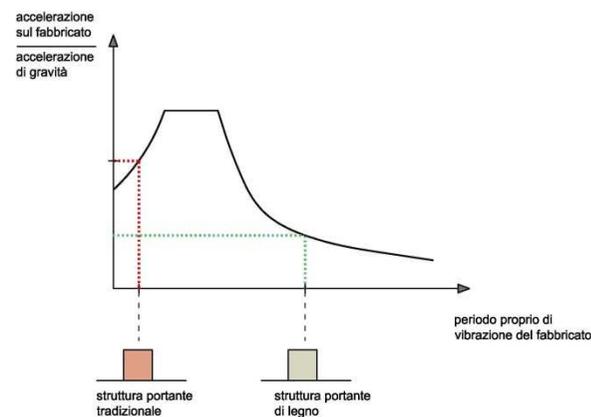
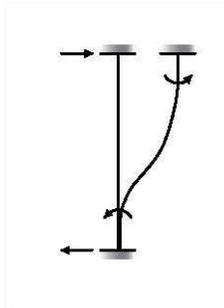
$$W = p * L = 4000 * 5 = 20000 \text{ daN}$$

$$m = \frac{W}{g} = \frac{20000}{9.81} \cong 2000 \text{ daNs}^2/\text{m}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{1500000}{2000}} = 27.39 \text{ 1/s}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{27.39} = 0.23 \text{ s}$$



LEGNO

Rigidezza tagliante

$$E = 120000 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$k = 2 * \frac{3EI}{H^3} = 2 * \frac{3 * 120000 * 67500}{300^3} = 1800 \text{ daN/cm}$$

Periodo proprio

$$m = \frac{W}{g}$$

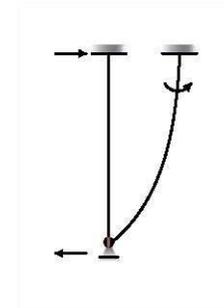
$$W = p * L = 2000 * 5 = 10000 \text{ daN}$$

$$m = \frac{W}{g} = \frac{10000}{9.81} \cong 1000 \text{ daNs}^2/\text{m}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{180000}{1000}} = 13.42 \text{ 1/s}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{13.42} = 0.47 \text{ s}$$



Spettro di risposta elastico in accelerazione 3.2.3.2.1 NTC

E' funzione del periodo di vibrazione.

Supponiamo, di voler eseguire la verifica allo SLV, in zona sismica di I categoria per una costruzione in classe d'uso II,

quindi per un periodo di ritorno $T_R = 475$ anni

Per semplicità supponiamo di essere in presenza di sottosuolo di categoria A, ciò implica $C_c = 1$ $S_s = 1$

La circolare al punto 3.2 definisce:

$$T_c = C_c T_c^* = 1 * 0.373 \text{ s}$$

$$T_B = \frac{T_c}{3} = \frac{0.373}{3} = 0.1243 \text{ s}$$

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 = 4 * 0.274 + 1.6 = 2.696 \text{ s}$$

Calcestruzzo

$$T_B \leq T \leq T_c$$

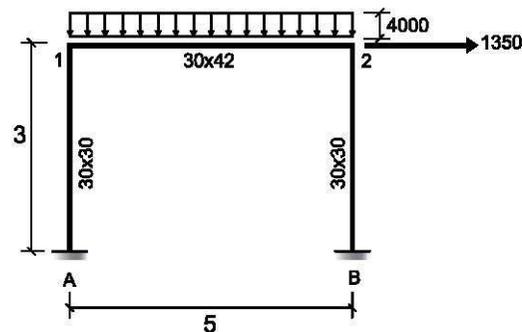
$$0.1243 \leq 0.230 \leq 0.373$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_0$$

Con riferimento al foglio di calcolo xls dell'INGV

$$S_e(T) = 0.274 * 1 * 1 * 2.434 = 0.6669 \text{ g}$$

$$F_h = 0.669 * 2000 * 1/g \cong 1350 \text{ daN}$$



Legno

$$T_c \leq T \leq T_D$$

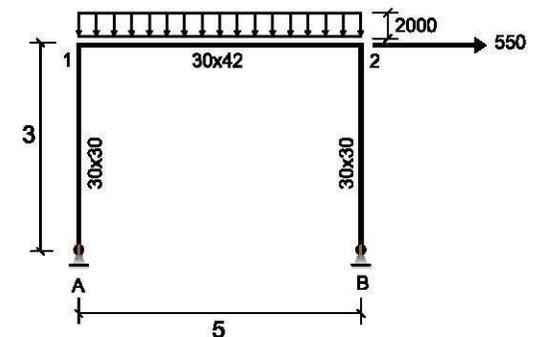
$$0.373 \leq 0.470 \leq 2.696$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_0$$

Con riferimento al foglio di calcolo xls dell'INGV

$$S_e(T) = 0.274 * 1 * 1 * 2.434 * \left(\frac{0.373}{0.470}\right) = 0.529$$

$$F_h = 0.529 * 1000 * 1/g \cong 550 \text{ daN}$$



Azione orizzontale 7.3.3.2 NTC

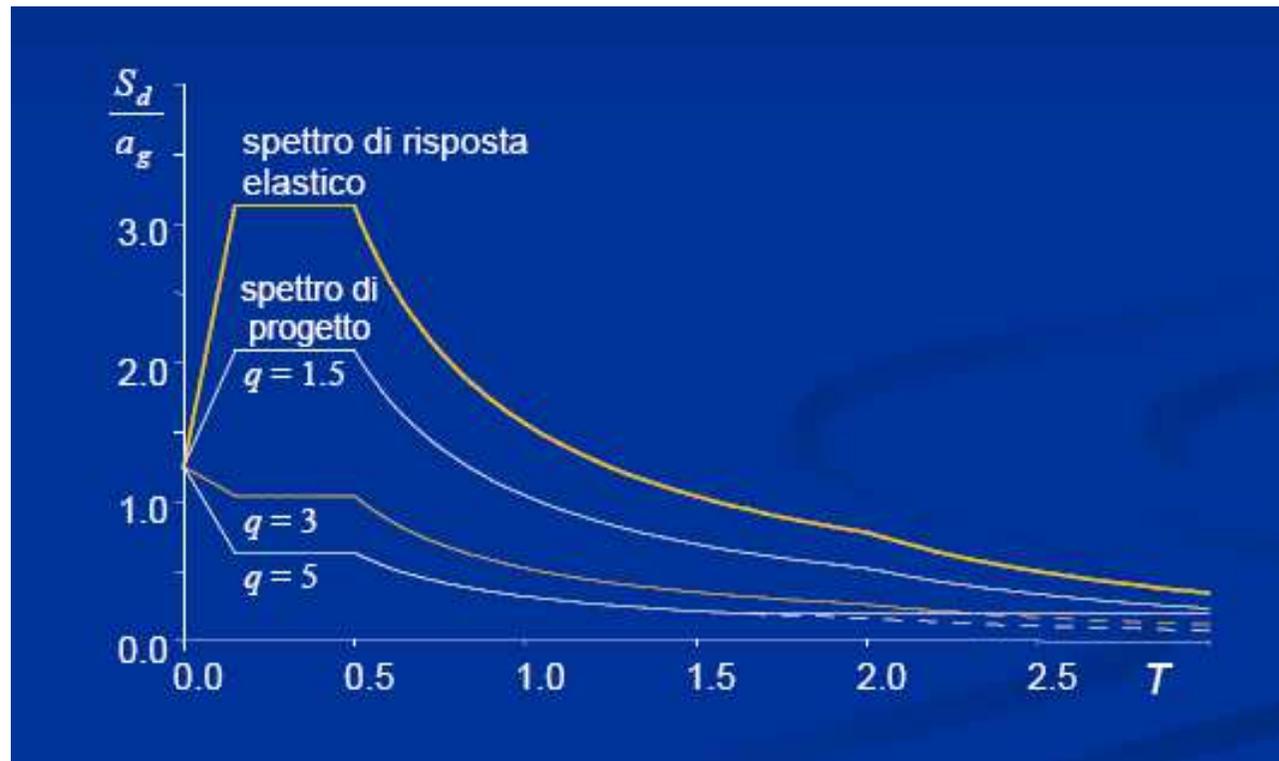
$$F_h = S_e(T) W \frac{\lambda}{g}$$

$$\lambda = 1$$

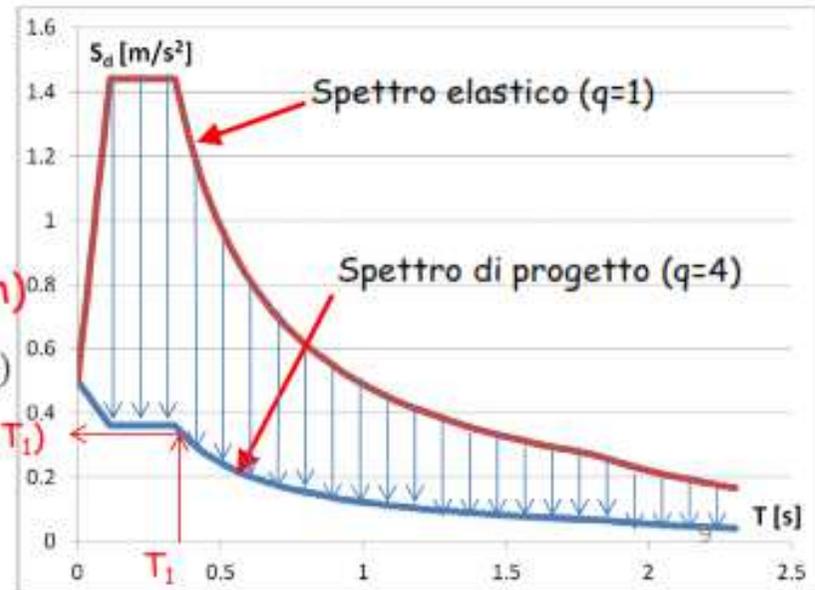
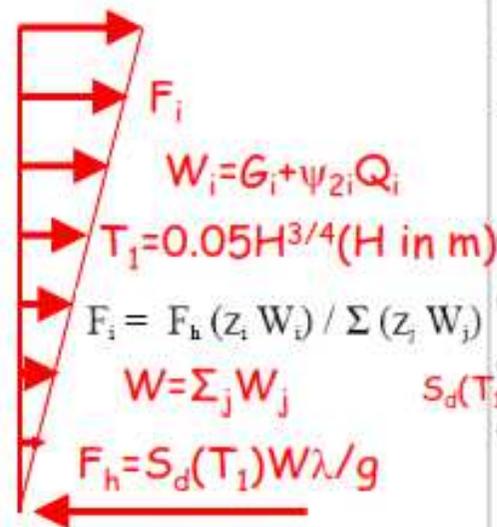
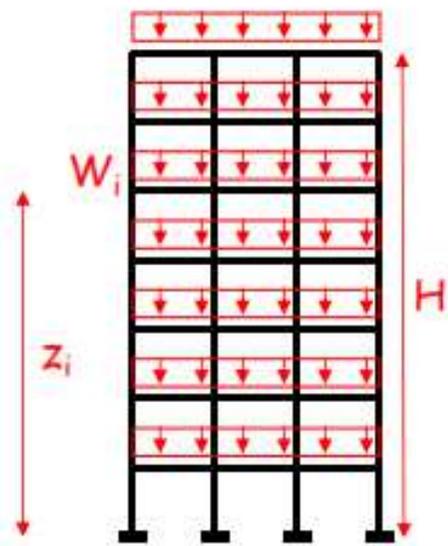
Nella verifica allo SLU si considera un evento sismico di progetto con un periodo di ritorno di 475 anni, evento raro.

Per motivi di carattere economico, vengono ammesse deformazioni ben oltre il limite elastico ammettendo quindi danneggiamenti significativi, escludendo fenomeni di instabilità mantenendo comunque la capacità di supportare carichi verticali.

La riduzione delle forze sismiche avviene attraverso il fattore di struttura q .



Calcolo delle forze di piano



FATTORI DI STRUTTURA

$$q = q_0 K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende

- dal materiale della struttura → ①
- dalla tipologia della struttura → ②
- dal livello di duttilità globale della struttura → ③
- dalla sovrarresistenza della struttura → ④
- della regolarità in pianta della struttura → ⑤

K_R dipende dalla regolarità in altezza della struttura → ⑥

NB

E' errato legare il comportamento strutturale e quindi il valore di q_0 alla tipologia strutturale: $q =$ Sistemi Costruttivi + Dettagli Costruttivi + Capacity Design

Ruolo fondamentale riveste la progettazione dei collegamenti, nel rispetto dei principi della progettazione in capacità, ossia della gerarchia delle resistenze.

CONCEZIONE STRUTTURALE (7.7.1 NTC)

Comportamento strutturale dissipativo \Rightarrow CD "A" o "B" \Rightarrow q (tipologia strutturale, tipologia di connessione e della duttilità di connessione)

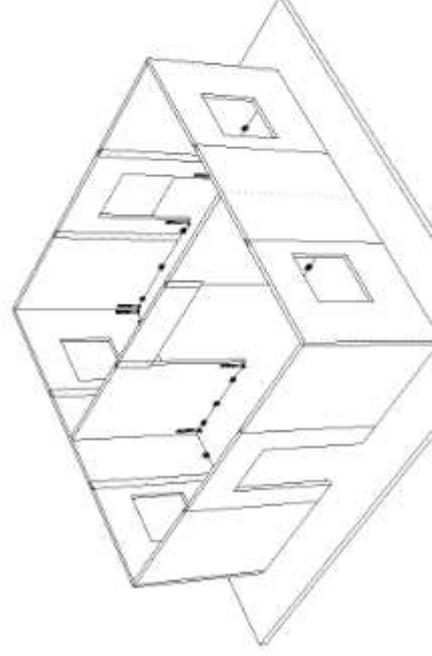
Comportamento strutturale scarsamente dissipativo \Rightarrow $q \leq 1.5$

N.B.

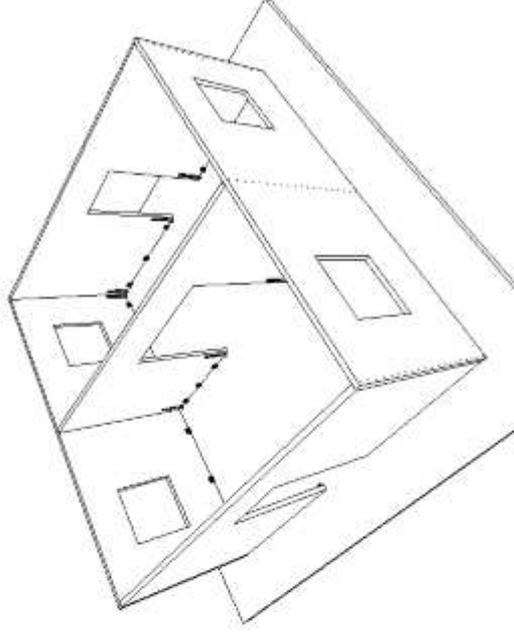
7.7.3 NTC: al fine di garantire valori del fattore di struttura superiori a 1.5, le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli ad inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture in CD "B" e pari a 6 per le strutture in CD "A", senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

- Il valore $q=2$ per edifici in Xlam è appropriato per edifici con pareti fatte di un unico pannello senza giunti verticali
- Per edifici con pareti costituite da più pannelli di lunghezza max 3 m connessi tra di loro mediante giunti verticali a viti, il valore $q=3$ è più appropriato secondo i risultati delle prove sismiche su tavola vibrante effettuate in Giappone da Ceccotti et al. all'interno del progetto SOFIE – questo valore sarà recepito nella nuova versione dell'EC8 in fase di preparazione (2021).

$q=3$



$q=2$



REGOLE DI PROGETTAZIONE

Principi di progetto

Gli edifici in legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo con uno dei seguenti comportamenti:

Comportamento strutturale non-dissipativo



Verifiche SLE

(linearità meccanica e geometrica, modellazione lineare statica o dinamica)

Comportamento strutturale dissipativo



Verifiche SLU

(non-linearità meccanica e geometrica, modellazione dinamica o statica, non lineare o lineare)

(Nel caso di analisi lineare si utilizza il fattore q)

COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

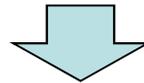
Si distinguono due livelli di Capacità dissipativa o Classe di Duttilità:

CD "A" Classe di duttilità alta

CD "B" Classe di duttilità bassa

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni

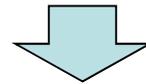
Per entrambi le classi si impiegano i procedimenti tipici della progettazione in capacità, ossia assicurare alla struttura dissipativa un comportamento duttile, operando nel:



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

COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Tali obiettivi possono conseguirsi progettando la **capacità** allo SLV degli elementi e meccanismi fragili, locali e globali maggiore di quella degli elementi e meccanismi duttili ad essi alternativi



Sovraresistenza

La resistenza caratteristica del generico elemento fragile (trave in legno) deve essere superiore al frattile 95% della distribuzione delle resistenze sperimentali dell'elemento duttile (connessione).

Le zone dissipative (collegamenti) devono possedere una capacità almeno pari alla domanda, mentre le componenti non dissipative (gli elementi strutturali) adiacenti, devono possedere una capacità pari a quella della zona dissipativa amplificata del **fattore di sovraresistenza**.

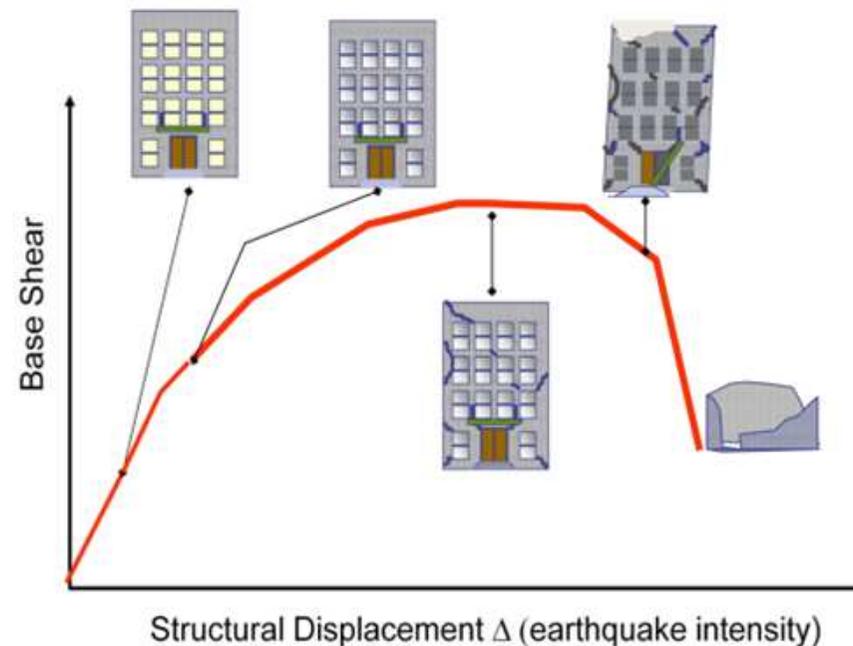
$$Y_{Rd} = \begin{cases} CD^*A^* & 1.30 - 1.60 \\ CD^*B^* & 1.10 - 1.30 \end{cases}$$

La riduzione delle forze sismiche mediante il fattore di struttura q è possibile solo se la struttura possiede adeguate risorse in termini di duttilità.

Tale approccio alla progettazione antisismica viene comunemente indicato come “**performance based design**”, nella quale la domanda di spostamento è la grandezza principale di progetto.

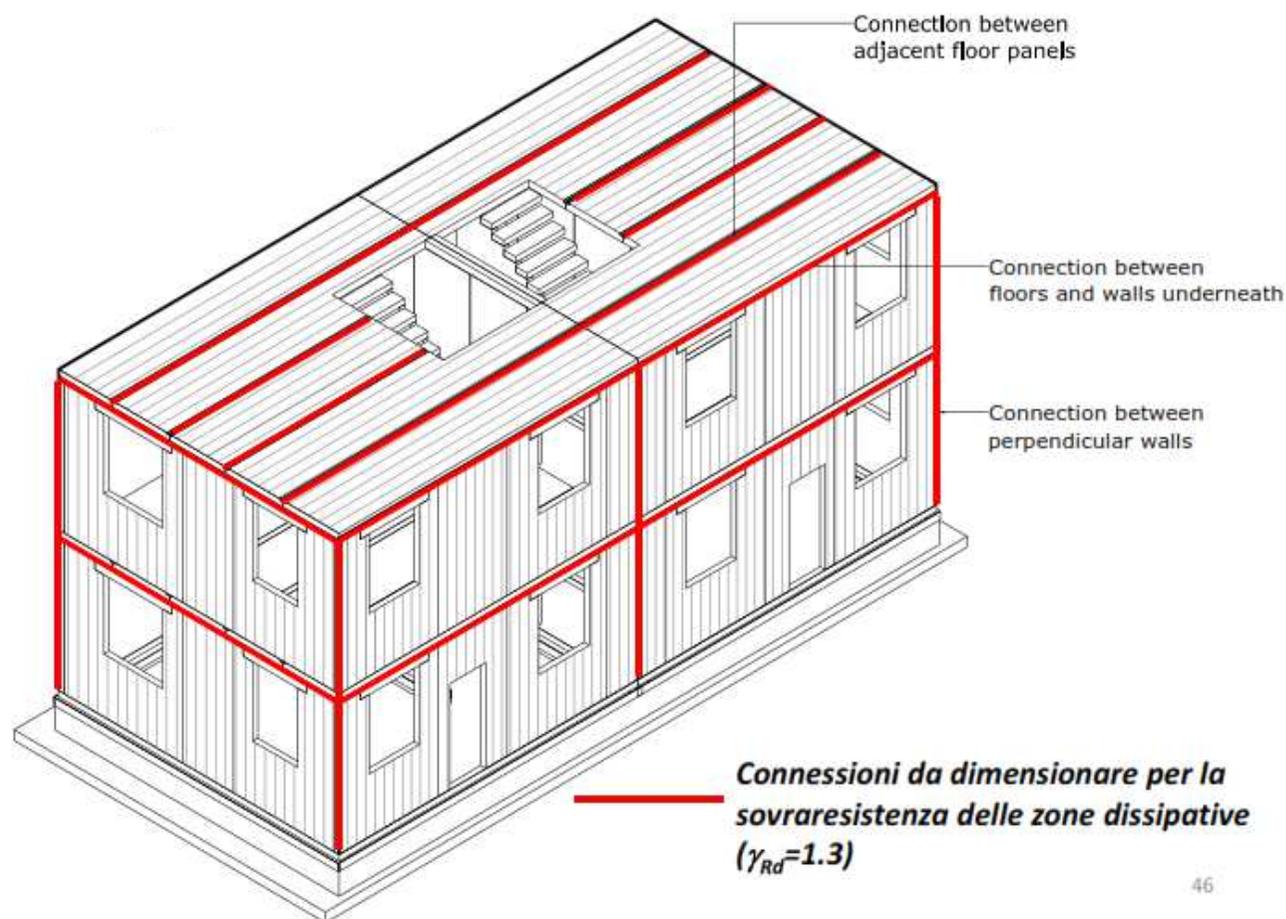
In funzione dello spostamento, vengono individuati i seguenti livelli di prestazione cui la struttura deve soddisfare al variare dell'intensità del sisma:

- *Completa Operatività*
- *Operatività* (non vengono interrotte le attività e si verificano danni marginali)
- *Riparabilità* (i danni sono tali da interrompere le attività, ma sono riparabili)
- *Salvaguardia della vita* (la vita umana non viene messa in pericolo, ma si verificano danni ingenti, talvolta irreparabili)
- *Collasso* (i danni sono tali da mettere a rischio la stabilità della struttura e quindi la vita umana)



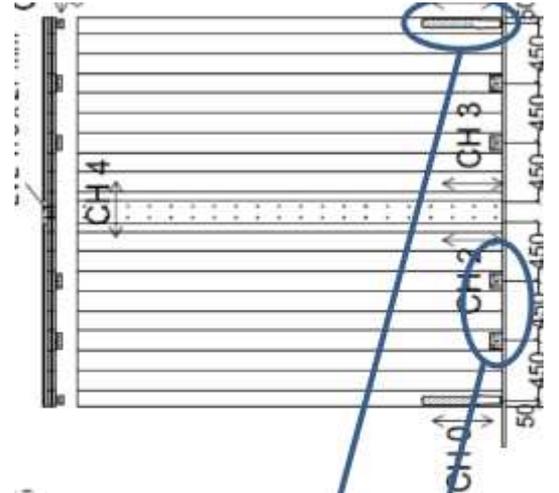
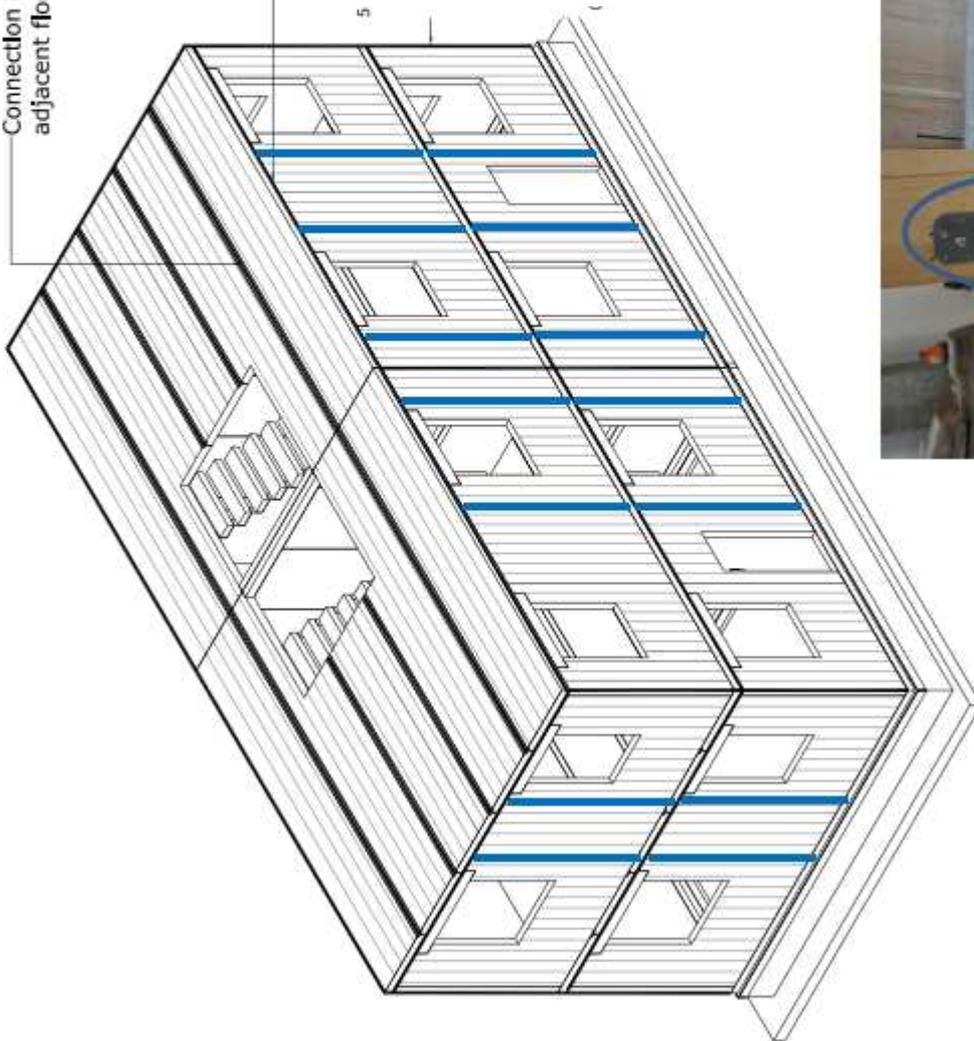
Progettazione in capacità:

- **Giunti tra pannelli solaio adiacenti**, per assicurare per assicurare un comportamento rigido a diaframma nel piano;
- **Giunti tra pannelli solaio e pannelli parete inferiori**, per garantire una connessione rigida delle pareti ai diaframmi di piano;
- **Giunti tra pareti ortogonali**, al fine di assicurare un comportamento scatolare.



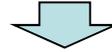
Connection between adjacent floor panels

Connection between floors and walls underneath

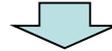


DIAFRAMMA ORIZZONTALE

In presenza di azioni orizzontali (vento, sisma) il diaframma si comporta come una trave parete ($l \leq 4b$)



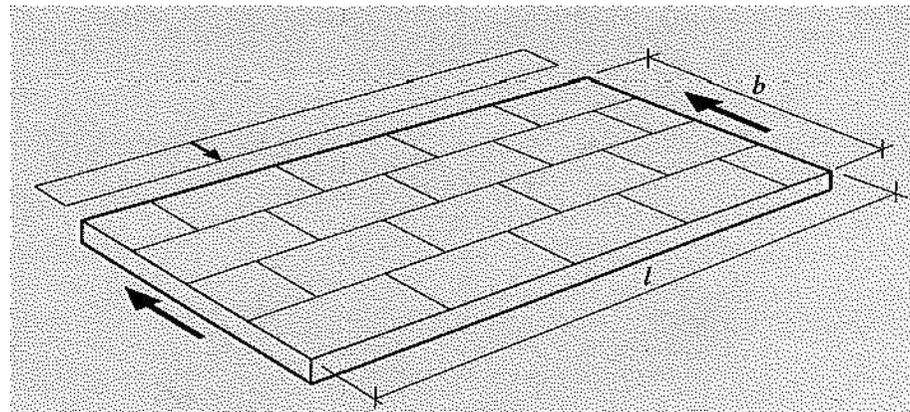
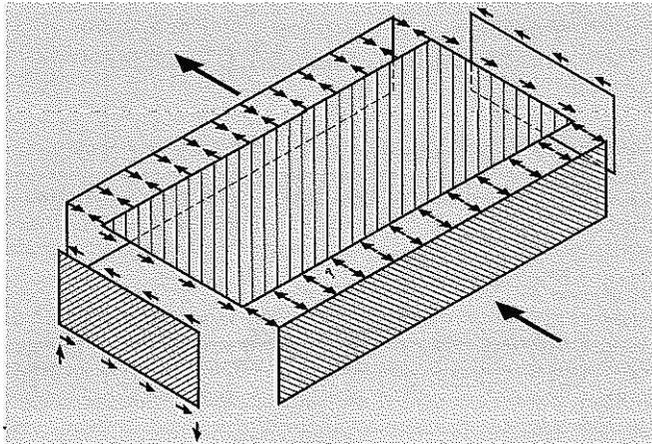
Il momento viene portato dalle ali (puntoni), il taglio dall'anima (diaframma)



Si individuano i seguenti elementi strutturali

- corrente compresso
- corrente teso
- puntoni
- diaframma sottoposti ad azioni di taglio

N.B. Azioni e comportamento strutturale dipendente dalla direzione dell'azione orizzontale



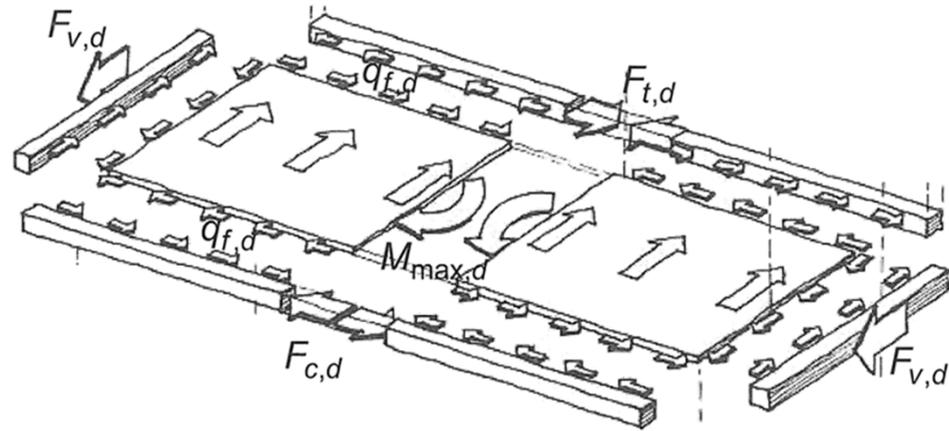
Forza nei correnti compresso e teso

L'azione orizzontale viene considerata come una forza uniformemente distribuita che agisce sul diaframma, che funziona come trave parete.

Azioni agenti sui cordoli

$$F_{c,d} = F_{t,d} = \frac{M_{max,d}}{b}$$

$M_{max,d}$ è il momento massimo
 b è l'altezza del diaframma



Forza di scorrimento

$$q_{f,d} = \frac{F_{c,d}}{b}$$

Azione da considerare per la verifica del diaframma

Verifica unione pannelli (passo connettori)

$$s = \frac{R_{f,d}}{q_{f,d}}$$

$R_{f,d}$ è la resistenza di calcolo di un connettore

Lo spessore del diaframma è normalmente determinato dai carichi verticali.

Prestare attenzione alla presenza dei fori sui diaframmi

INTERVENTI DI RINFORZO SUI SOLAI ESISTENTI

Obiettivi

Conferire rigidezza ed efficace collegamento alle murature:

1. *Rinforzo dell'orditura;*
2. *Rinforzo dell'impalcato*

Criteri guida dell'intervento

Restauro critico-conservativo:

1. *Minimo intervento;*
2. *Reversibilità;*
3. *Compatibilità meccanica e chimico-fisica;*
4. *Durabilità;*
5. *Distinguibilità;*
6. *Autenticità espressiva.*

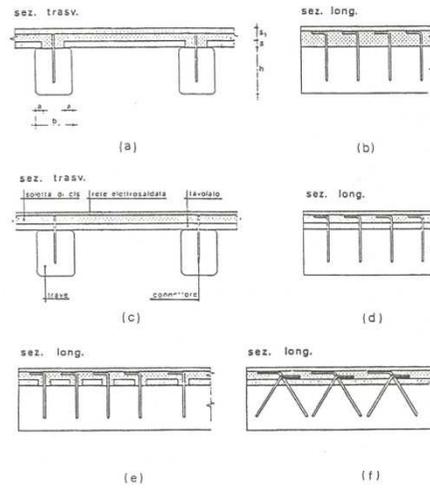
Caratteristiche

1. *Leggerezza rispetto ad un solaio in c.a.*
2. *Capacità portante e rigidezza di gran lunga maggiore rispetto ad un solaio di solo legno;*
3. *Rigidezza nel proprio piano (parete a taglio);*
4. *Buono smorzamento dinamico ed isolamento acustico.*

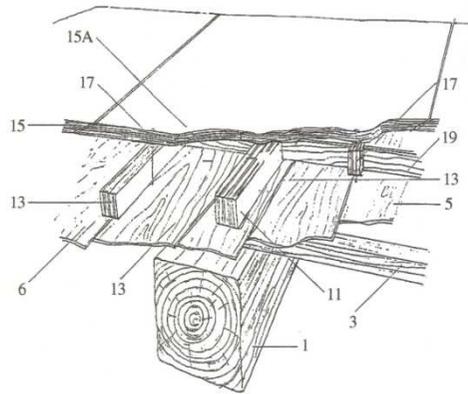


RINFORZO DELL'IMPALCATO

Soletta di calcestruzzo

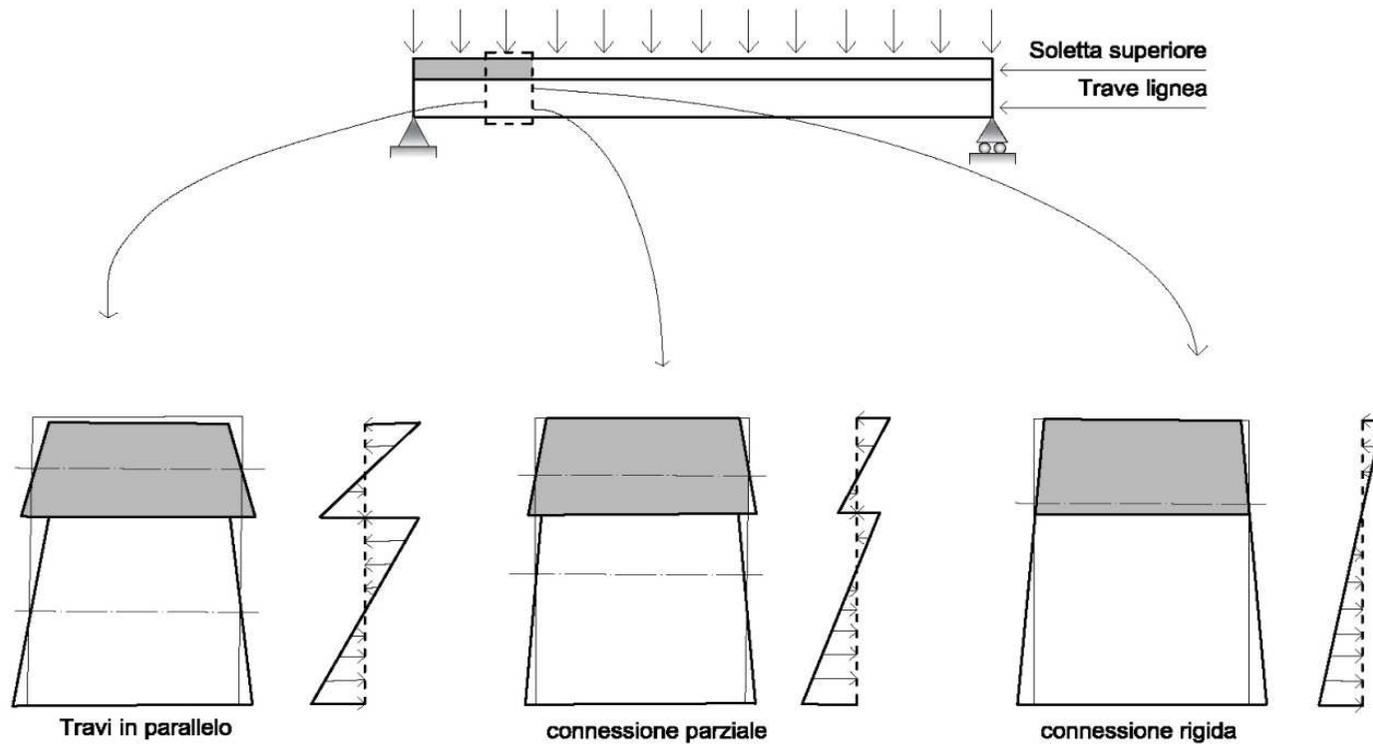


Soletta di legno



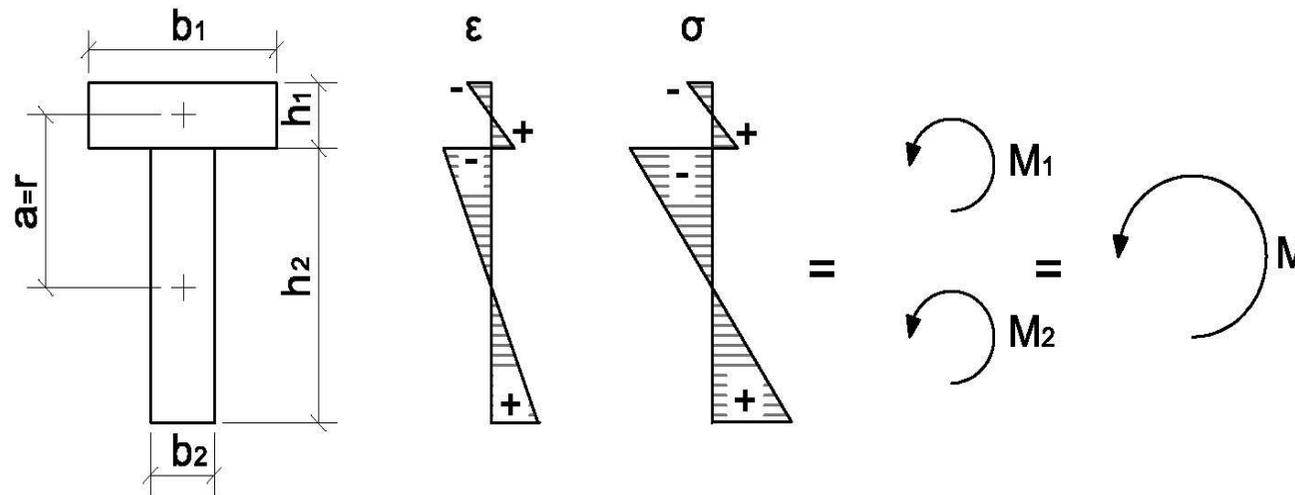
IPOTESI LIMITE

1. *rigidezza della connessione è nulla, quindi due sezioni sovrapposte l'una all'altra senza alcun elemento di collegamento trasversale;*
2. *rigidezza della connessione infinita, ossia come se la sezione fosse compatta.*



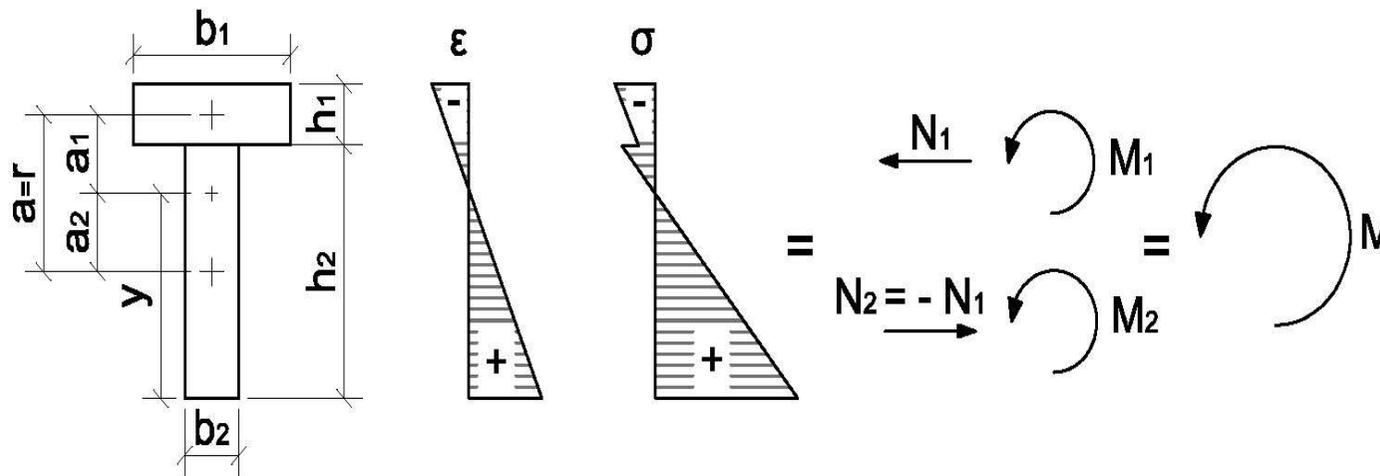
RIGIDEZZA DELLA CONNESSIONE NULLA

1. *la deformata non appartiene ad un unico piano;*
2. *gli scorrimenti tra le due sezioni sono massimi;*
3. *il diagramma delle tensioni presenta due punti di nullo coincidenti con i baricentri delle due sezioni;*
4. *gli sforzi normali sono nulli, data l'assenza dei connettori.*



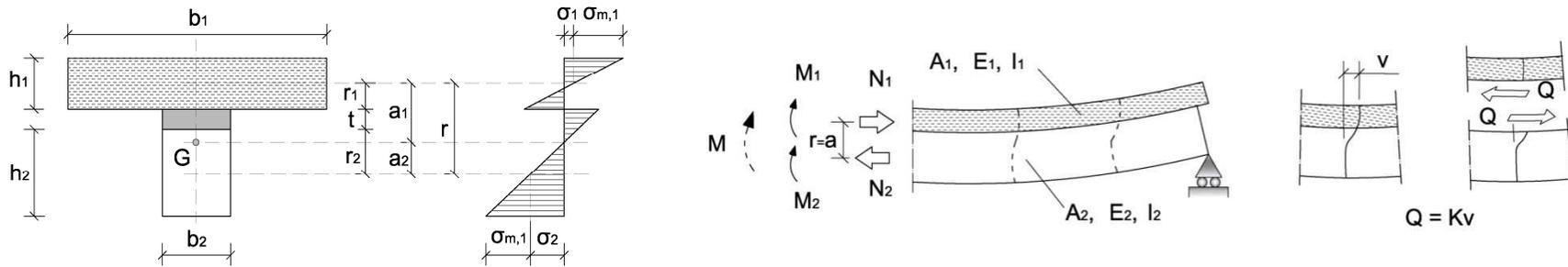
RIGIDEZZA DELLA CONNESSIONE INFINITA

1. *gli scorrimenti all'interfaccia legno-calcestruzzo sono nulli;*
2. *la sezione si mantiene piana;*
3. *gli sforzi normali N agenti sulle due sezioni, sono quelli massimi possibili.*

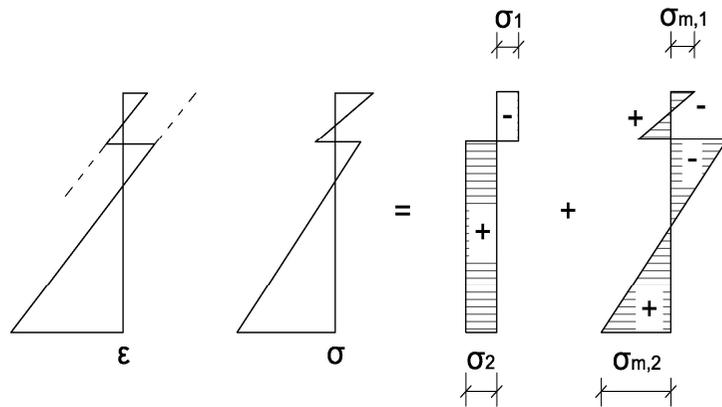


RIGIDEZZA DELLA CONNESSIONE FINITA

Azioni presenti in una trave rinforzata mediante connettori a rigidità finita



Stato deformativo e tensionale in una trave rinforzata mediante connettori a rigidità finita



$$F_1 = \frac{\gamma_1 V}{(EI)_{ef}} \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{E_1 A_1 + E_2 A_2} r s_{ef}$$

$$(EI)_{ef} = \sum I_i + E_2 A_2 a_2^2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2$$

$$s_{ef} = 0.75 s_e + 0.25 s_m$$

$$\gamma_1 = \frac{(EI)_{nec} - (EI)_0}{(EI)_m - (EI)_0} \leq 1$$

$$(EI)_0 = \frac{1}{12} (E_1 b_1 h_1^3 + E_2 b_2 h_2^3)$$

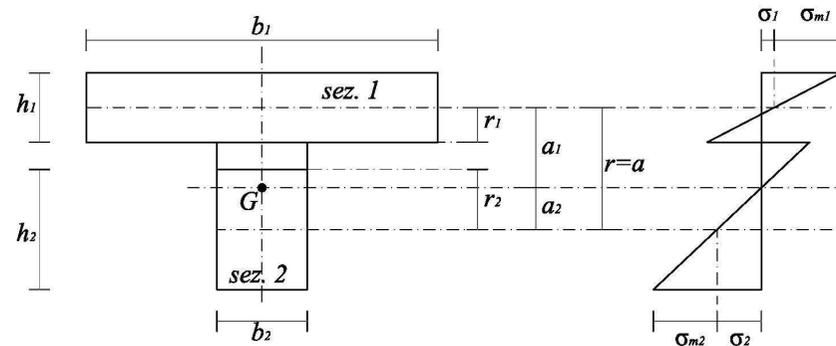
$$(EI)_m = (EI)_0 + \frac{1}{\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2}} r^2$$

ALGORITMO DI CALCOLO

La soluzione del problema può essere trovata in forma chiusa, ossia senza ricorrere al calcolo differenziale, nell'ipotesi di:

1. Comportamento elastico lineare;
2. Assenza delle deformazioni a taglio;
3. Modulo di scorrimento uniforme per tutta la trave.

Con riferimento alla figura di seguito riportata, seguendo i codici di progettazione dell'EC5 le relazioni che permettono il dimensionamento e la verifica di sezioni composte sono riportate di seguito.



ALGORITMO DI CALCOLO

- Calcolo della rigidezza necessaria a flessione. Questo valore dipende dalla gerarchia dell'elemento strutturale e dai limiti imposti dalla normativa. Di seguito è imposto il limite $l/300$

$$(EI)_{nec} = \frac{5 * 300}{384} pl^3$$

- Calcolo della rigidezza flessionale della trave composta considerata nulla la rigidezza della connessione

$$(EI)_0 = \frac{1}{12} (E_1 b_1 h_1^3 + E_2 b_2 h_2^3)$$

- Distanza tra i baricentri delle due sezioni

$$r = \frac{h_1 + h_2}{2} + t$$

ALGORITMO DI CALCOLO

- Calcolo della rigidezza flessionale della trave composta considerando infinitamente rigida la connessione

$$(EI)_{\infty} = (EI)_0 + \frac{1}{\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2}} r^2$$

- Calcolo dell'efficienza della connessione per la sezione 2 si assume $\gamma_2 = 1$

$$\gamma_1 = \frac{(EI)_{nec} - (EI)_0}{(EI)_{\infty} - (EI)_0} \leq 1$$

- Calcolo del baricentro della sezione reagente

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 r}{\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2} \quad a_1 = r - a_2$$

ALGORITMO DI CALCOLO

- Calcolo della rigidezza efficace

$$(EI)_{ef} = \sum_i E_i I_i + E_2 A_2 a_2^2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2$$

- Calcolo delle tensioni normali (per la sezione 2 si assume $\gamma_2 = 1$), M è il momento flettente

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} \quad \sigma_{m,i} = \frac{0.5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}}$$

- Calcolo delle tensioni tangenziali nella trave di legno, V è il taglio

$$\tau_{2,\max} = \frac{0.5 E_2 h_2^2 V}{(EI)_{ef}}$$

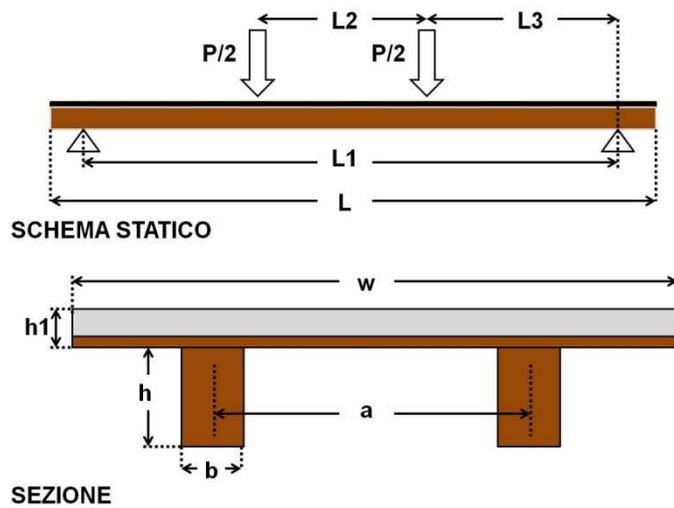
ALGORITMO DI CALCOLO

- Azione media agente sul connettore

$$F_1 = \frac{\gamma_1 V}{(EI)_{ef}} \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{E_1 A_1 + E_2 A_2} r s_{ef}$$

PROVA DI CARICO IN LABORATORIO

L=470cm	w=100cm
L1=400cm	a=60cm
L2=133cm	h=20cm
L3=133.5cm	h1=8.5cm
P= carico massimo	b=14cm



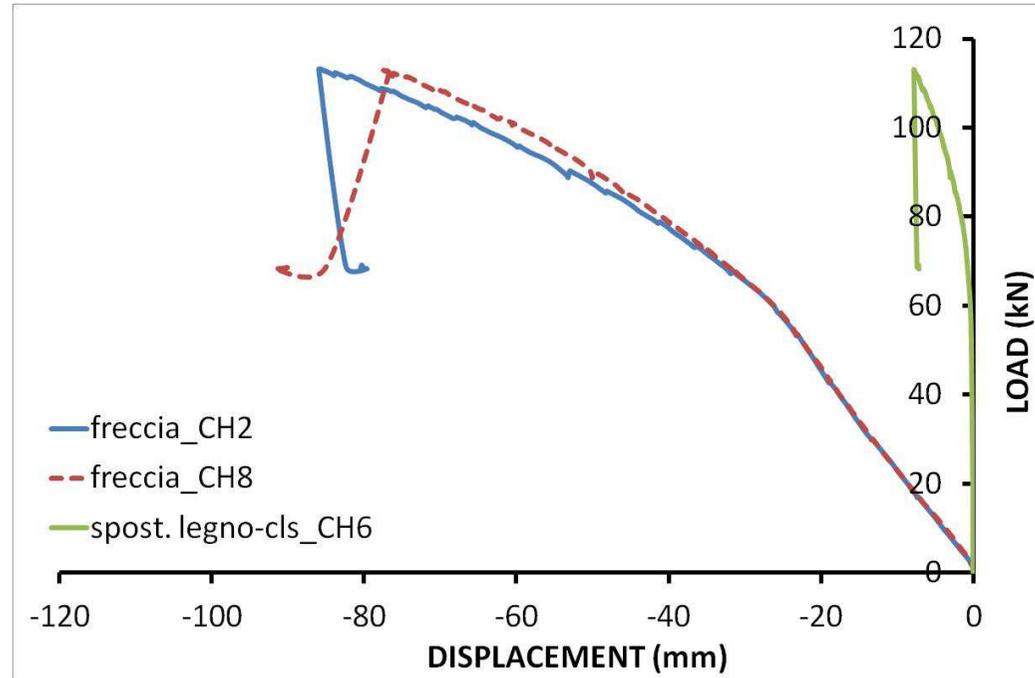
Risultati di prova

Carico massimo raggiunto (kN) 113

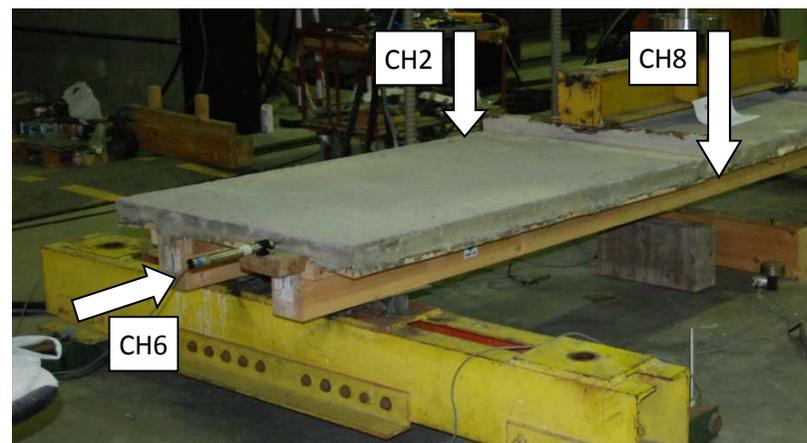
Freccia in mezzeria al carico massimo (mm)

-77.5(CH8) e -85.9(CH2)

Scorrimento legno-cls al carico massimo (mm) -7.78 (CH6)



PROVA DI CARICO IN LABORATORIO

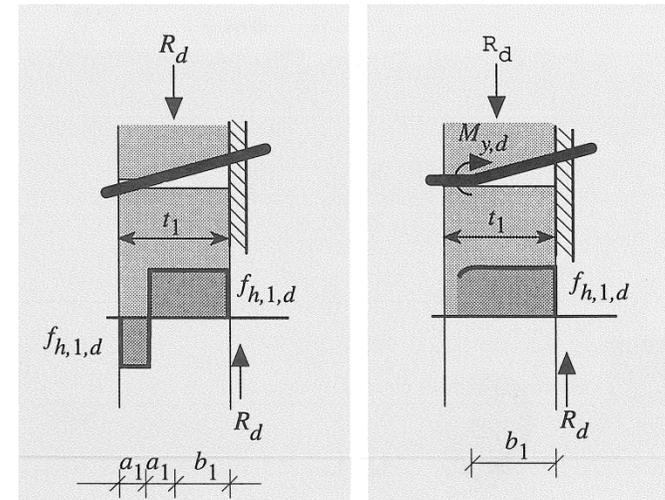
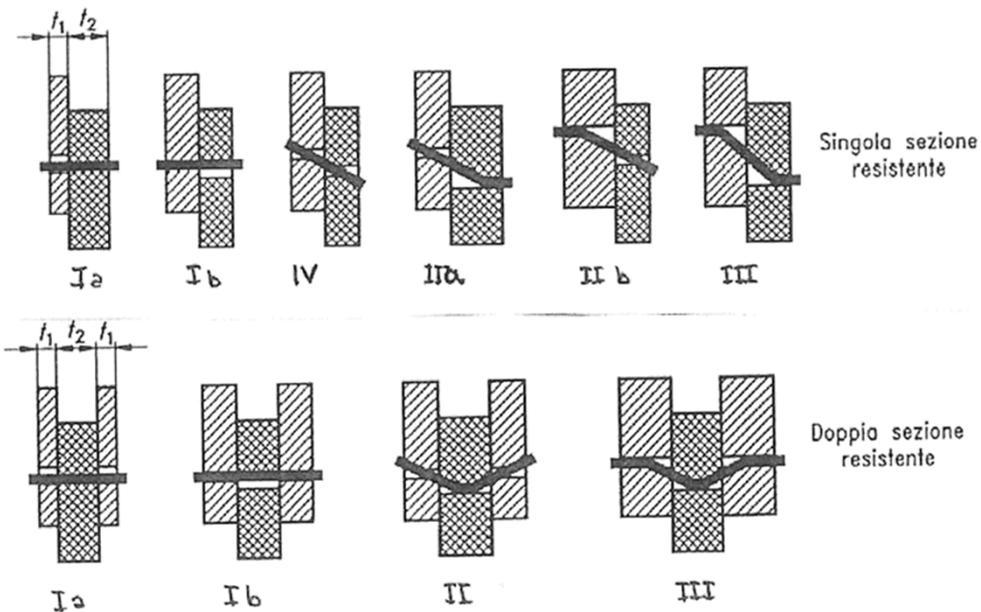


PROGETTO DELLA CONNESSIONE

E' necessario determinare:

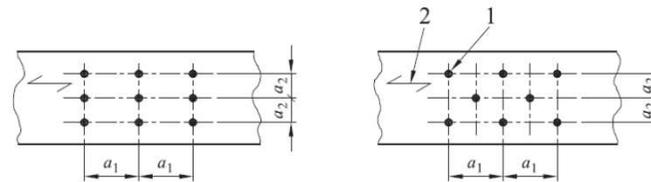
- *capacità portante*
- *deformabilità in esercizio*

Si considerano i possibili meccanismi di collasso facendo l'ipotesi di comportamento rigido-plastico sia per il legno che per il connettore e si determina il carico limite (Johansen 1949).

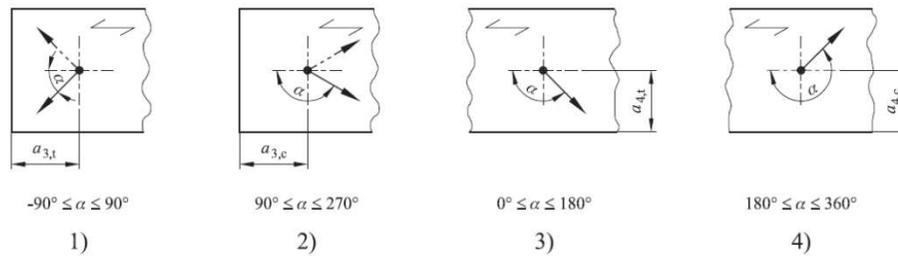


FATTORI DA CUI DIPENDE LA CAPACITA' PORTANTE DI UNA CONNESSIONE

- Tensione di rifollamento del legno (densità del legno, inclinazione con la direzione delle fibre, dimensione del connettore, presenza di preforatura);
- Momento plastico del connettore M_y ;
- Diametro e numero dei connettori d, n ;
- Spessore degli elementi di unione t_i ;
- Distanze fra connettori e distanze dai bordi a_1, a_2, a_3, a_4



a)



$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

1)

$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$

2)

$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$

3)

$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$

4)

b)

LIMITI DEL MODELLO DI JOHANSEN

Il modello è in grado di fornire il carico limite a rottura, ma non fornisce indicazioni sulla deformabilità della connessione e quindi sulle proprietà di rigidità e duttilità della connessione, le quali influenzano sia la distribuzione delle sollecitazioni tra i singoli connettori che il comportamento globale del collegamento.

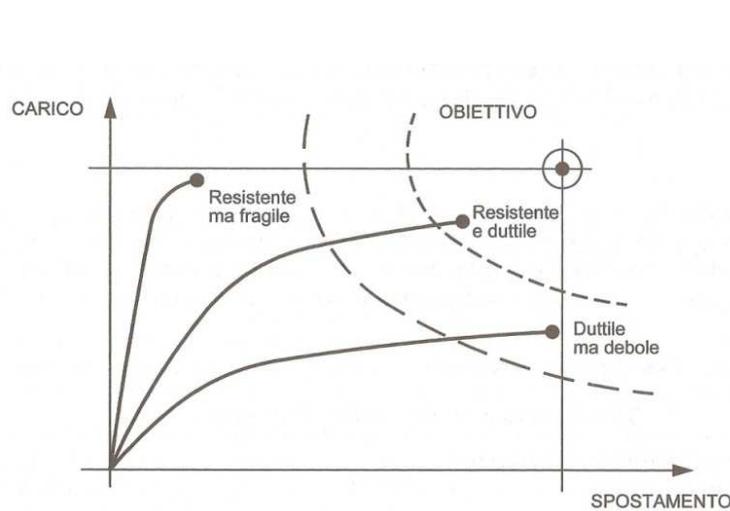
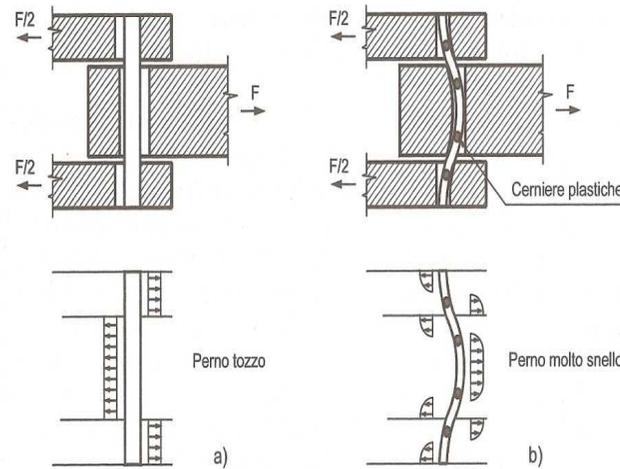
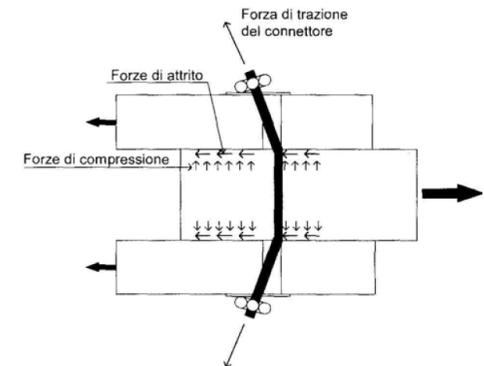


Diagramma di Haller 1998



Piazza 2009
Sezione del connettore



Piazza 2006
Effetto fune

DUTTILITA' STATICA DEI COLLEGAMENTI

Il valore di duttilità presente in tabella è definito come il rapporto tra la deformazione corrispondente al carico massimo (u_u) e la deformazione al limite elastico (u_y)

$$D_u = \frac{u_u}{u_y}$$

Come si può notare dalla tabella il valore del grado di duttilità varia al variare del modo di rottura per i connettori a gambo cilindrico e precisamente è direttamente proporzionale al numero di cerniere plastiche che si formano nel connettore.

Tipo di collegamento e condizioni di carico	<i>Du</i>
Chiodi e viti sollecitati assialmente Barre incollate Anelli, caviglie Connettori a gambo cilindrico con modo di rottura di tipo I	$Du \leq 3$
Piastre dentate Piastre punzonate Connettori a gambo cilindrico con modo di rottura di tipo II	$3 < Du \leq 6$
Chiodi Connettori a gambo cilindrico con modo di rottura di tipo III	$6 < Du$

- 1. Lo status normativo riguardante le connessioni metalliche a gambo cilindrico è ancora carente di norme precise e dettagliate in tale campo.**
- 2. Le prove a taglio evidenziano, qualora il connettore sia opportunamente ammorsato $l > 10d$, comportamento duttile anche dovuto all'effetto fune.**
- 3. In ambito teorico, a differenza delle sollecitazioni taglienti per le quali è di dominio internazionale la teoria di Johansen, nulla si può dire al momento nei confronti di sollecitazioni di tipo assiale.**

Grazie per l'attenzione



www.arkaassociati.com



www.hastudio.it