



Commissione rischi del territorio



## “INTERVENTI LOCALI DI MESSA IN SICUREZZA PER EDIFICI A STRUTTURA PREFABBRICATA IN C.A. COLPITI DAL TERREMOTO”

Ing. FABIO MINGHINI – fabio.minghini@unife.it  
*Dipartimento di Ingegneria – Università di Ferrara*

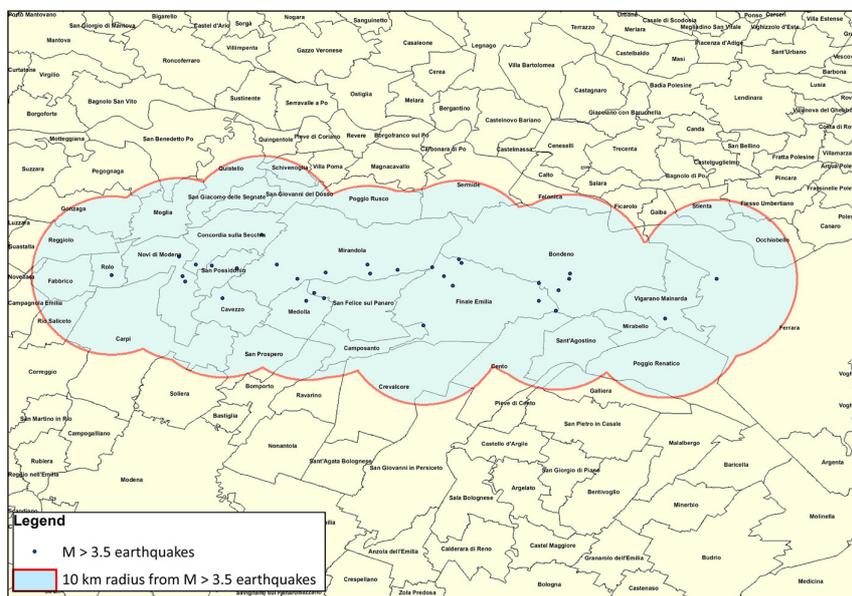
Mercoledì 18 marzo 2015 – I.I.S. Silva-Ricci, Legnago (VR)

DL 74 del 6/6/2012 - Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Reggio Emilia, Mantova e Rovigo, il 20 e 29 Maggio 2012 - **Interventi di Fase 1**

8. Nelle more dell'esecuzione della suddetta verifica di sicurezza effettuata ai sensi delle norme tecniche vigenti, in via provvisoria, il certificato di agibilità sismica potrà essere rilasciato in assenza delle carenze strutturali di seguito precisate, o eventuali altre carenze prodotte dai danneggiamenti e individuate dal tecnico incaricato, o dopo che tali carenze siano state adeguatamente risolte:

- 1) mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali e elementi strutturali orizzontali e tra questi ultimi;
- 2) presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali;
- 3) presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso.

## I 52 comuni interessati



### Legge 122 del 1/8/2012 – Legge di conversione del DL 74

9. La verifica di sicurezza ai sensi delle norme vigenti dovrà essere effettuata entro sei mesi dalla data di entrata in vigore del presente decreto.

10. Per quanto concerne le imprese di cui al comma 8, nelle aree colpite dagli eventi sismici del maggio 2012 in cui l'accelerazione spettrale subita dalla costruzione in esame, così come risulta nelle mappe di scuotimento dell'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia, abbia superato il 70 per cento dell'accelerazione spettrale elastica richiesta dalle norme vigenti per il progetto della costruzione nuova e questa, intesa come insieme di struttura, elementi non strutturali e impianti, non sia uscita dall'ambito del comportamento lineare elastico, l'adempimento di cui al comma 9 si intende soddisfatto. Qualora l'accelerazione spettrale come sopra individuata non abbia superato il 70 per cento dell'accelerazione spettrale elastica richiesta dalla norma vigente ad una costruzione nuova di analoghe caratteristiche, per il profilo di sottosuolo corrispondente, tale costruzione dovrà essere sottoposta a valutazione della sicurezza effettuata

Legge 122 del 1/8/2012 – Legge di conversione del DL 74

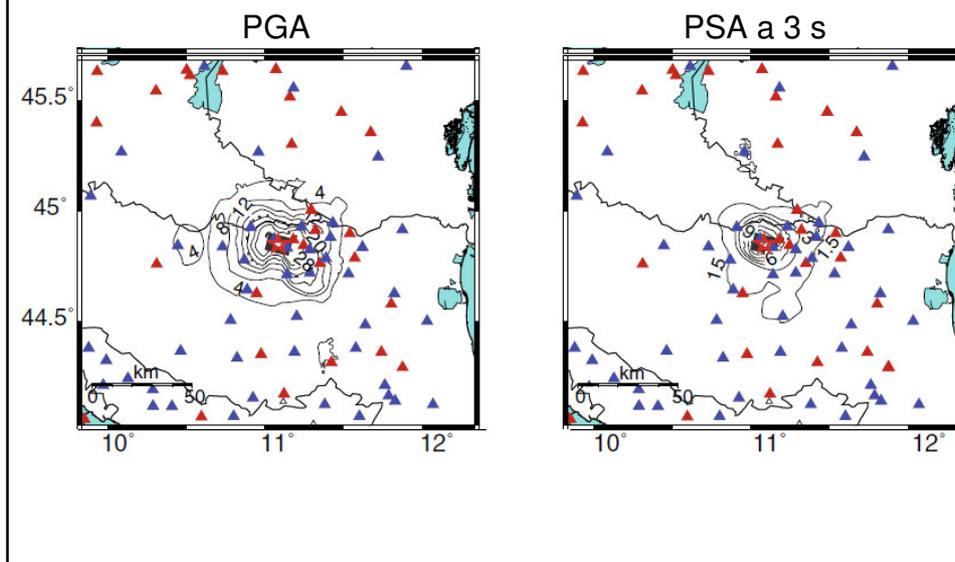
*conformemente al capitolo 8.3 delle norme tecniche per le costruzioni, di cui al decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, entro i termini temporali di cui al comma 9 del presente articolo, tenendo conto degli interventi locali effettuati ai sensi del comma 8. Qualora il livello di sicurezza della costruzione risulti inferiore al 60 per cento della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo, dovranno eseguirsi interventi di miglioramento sismico finalizzati al raggiungimento almeno del 60 per cento della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo, secondo le seguenti scadenze temporali:*

*a) entro quattro anni dal termine di cui al comma 9, se la sicurezza sismica risulta essere pari o inferiore al 30 per cento della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo;*

*b) entro otto anni dal termine di cui al comma 9, se la sicurezza sismica risulta essere superiore al 50 per cento della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo;*

*c) entro un numero di anni ottenuto per interpolazione lineare tra quattro e otto per valore di livello di sicurezza ( $L_s$ ) per cento compresi tra il 30 e il 50 per cento,*

Mappe di scuotimento per il sisma  
del 29 maggio ( $M_L = 5.8$ )



## Linee guida di riferimento

  
JRC SCIENTIFIC AND POLICY REPORTS

Design Guidelines  
for Connections of Precast Structures  
under Seismic Actions

Negro e Toniolo (2012)

Paolo Negro and Giandomenico Toniolo  
Editors  
2012

  
PROTEZIONE CIVILE  
Presidenza del Consiglio dei Ministri  
Dipartimento della Protezione Civile



  
CNI  
Consiglio Nazionale  
degli Ingegneri



Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali  
**Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici**

In collaborazione con:  
  
Federazione Regionale Ordini Ingegneri dell'Emilia Romagna



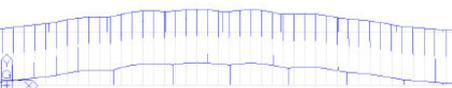
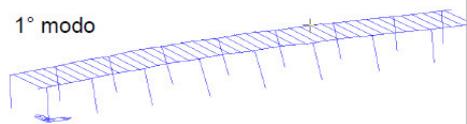
Linee di indirizzo  
ReLUI-ASSOBETON  
13 Novembre 2012

## Connessioni tegolo-trave

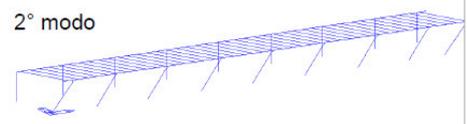
### *Influenza delle connessioni sul comportamento globale*

piano deformabile

1° modo

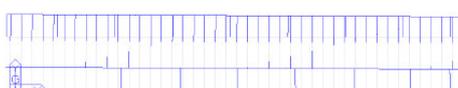
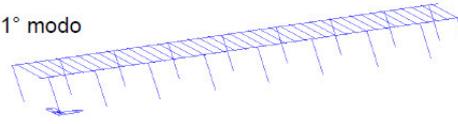


2° modo

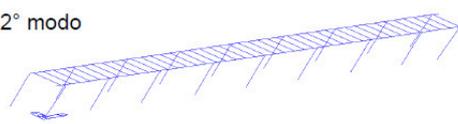


piano rigido

1° modo



2° modo

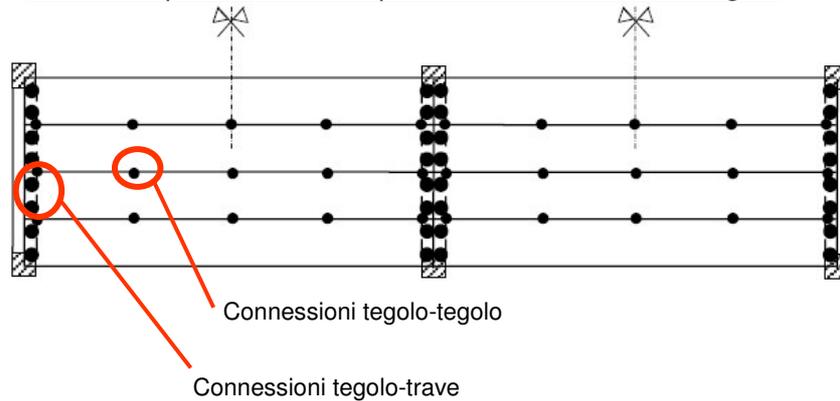


## Conessioni tegolo-trave

Valutazione delle forze di progetto tramite considerazioni di equilibrio

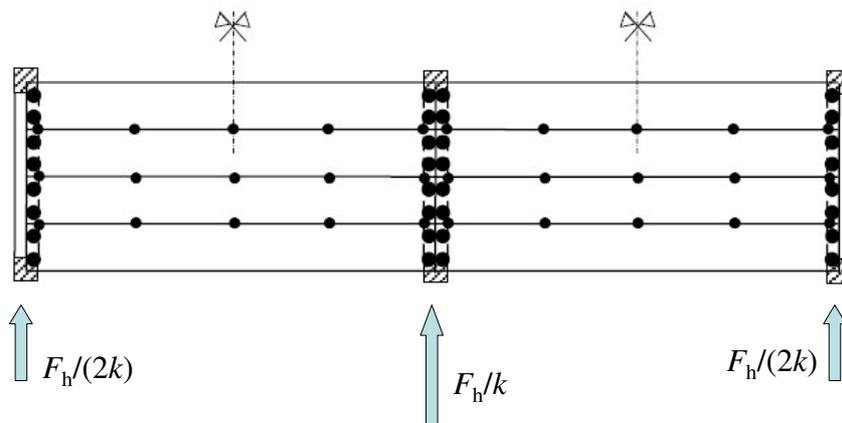
Schema di copertura con tegoli a doppio T su 2 campate (3 file di pilastri)

Caso di copertura con comportamento a diaframma rigido



## Conessioni tegolo-trave

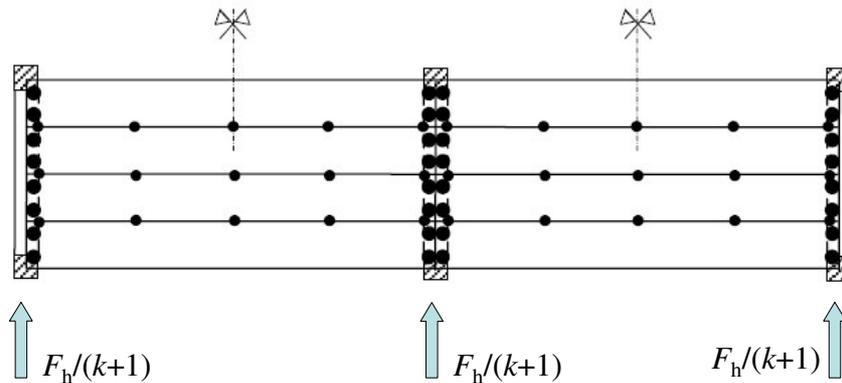
Nel caso di copertura deformabile ( $k$  campate), con  $F_h$  forza sismica totale agente alla quota della copertura in direzione parallela alle travi, avrei:



Per 2 campate ( $k = 2$ ):  $F_h/4$  sul telaio bordo,  $F_h/2$  sul telaio centrale

## Conessioni tegolo-trave

Nel caso di copertura rigida ( $k$  campate), con  $F_h$  forza sismica totale agente alla quota della copertura in direzione parallela alle travi, avrei:



Per 2 campate ( $k = 2$ ):  $F_h/3$  su ciascun telaio

## Conessioni tegolo-trave

	Telai di bordo		Telai intermedi	
	C. deformabile	C. rigida	C. deformabile	C. rigida
$k$ campate	$F_h/(2k)$	$F_h/(k+1)$	$F_h/k$	$F_h/(k+1)$
2 campate	$F_h/4$	$F_h/3$	$F_h/2$	$F_h/3$

Passando da copertura deformabile a copertura rigida, le forze agenti sui telai subiscono le seguenti variazioni:

$$\Delta F_{\text{bordo}} = F_h/(k+1) - F_h/(2k) = (k-1)F_h/[2k(k+1)]$$

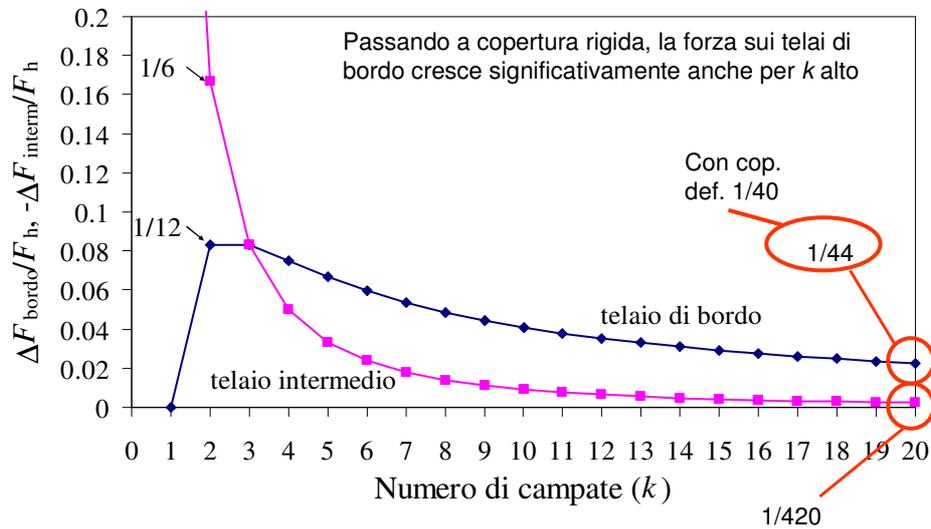
$$\Delta F_{\text{interm}} = F_h/(k+1) - F_h/k = -F_h/[k(k+1)]$$

che per  $k = 2$  valgono:

$$\Delta F_{\text{bordo}} = +F_h/12$$

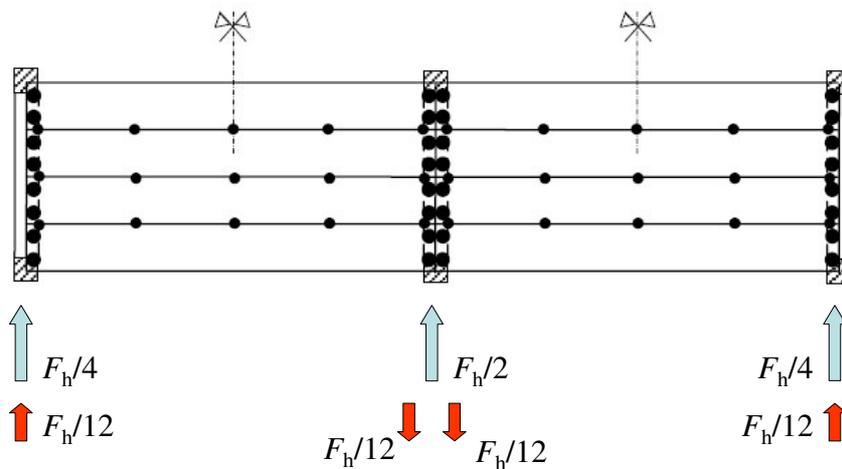
$$\Delta F_{\text{interm}} = -F_h/6$$

## Connessioni tegolo-trave



## Connessioni tegolo-trave

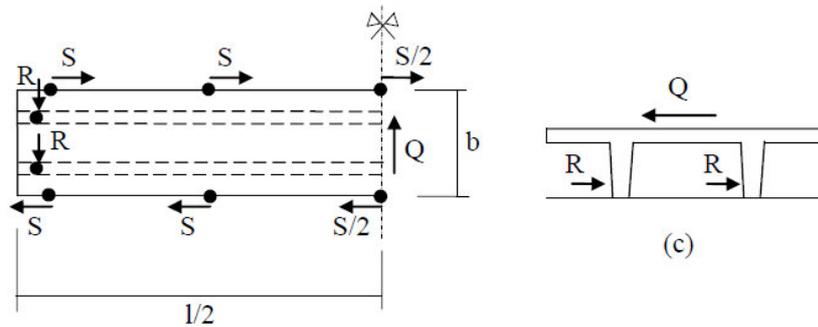
Ponendo, a favore di sicurezza,  $k = 2$ :



Pertanto, se per ogni campata ho  $m$  tegoli, il funzionamento a diaframma rigido comporta per ogni tegolo il trasferimento della forza  $F_h/(12m)$  nel piano della copertura

## Connessioni tegolo-trave

Nel caso di connessioni tegolo-trave e tegolo-tegolo, per i tegoli intermedi si ottiene:

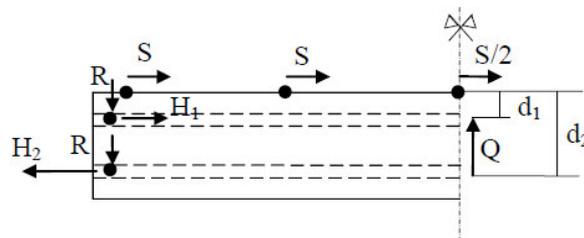


$R = Q/2 + F_0/4$ , con:  $Q = F_0 l / (12m)$  e  $F_0$  quota parte della forza sismica legata alla massa del tegolo

$S = Ql / (nb)$ , con:  $l$  luce del tegolo e  $n$  numero di connessioni presenti lungo lo spigolo di un tegolo

## Connessioni tegolo-trave

Mentre, nei tegoli di estremità nascono all'appoggio le forze di segno opposto  $H_1$  e  $H_2$



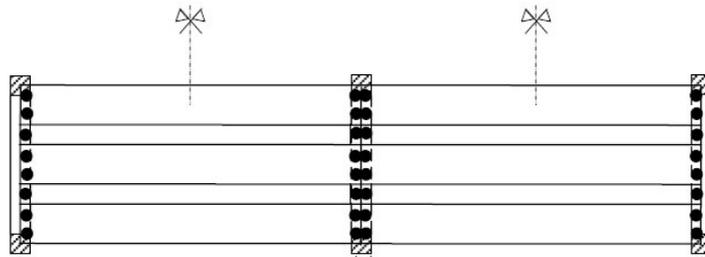
$$H_1 = Ql(1-d_2/b)(1/b_0)$$

$$H_2 = Ql(1-d_1/b)(1/b_0), \text{ con } b_0 = d_2 - d_1$$

NB: Il metodo adottato, essendo basato solo sull'equilibrio, richiede una adeguata duttilità delle connessioni, in pratica molto difficile da ottenere. Per ovviare al problema, Negro e Toniolo (2012) suggeriscono di introdurre un coefficiente di modello  $\gamma_{Rd}$ .

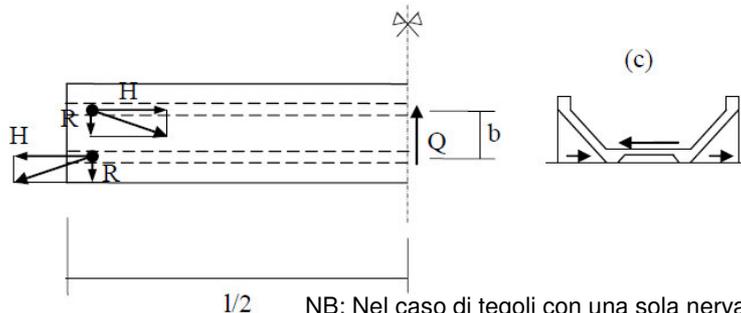
## Conessioni tegolo-trave

Le connessioni tegolo-tegolo divengono impraticabili in presenza di lucernari. In tal caso, il funzionamento a diaframma dipende unicamente dalle connessioni tegolo-trave



## Conessioni tegolo-trave

Le connessioni tegolo-tegolo divengono impraticabili in presenza di lucernari. In tal caso, il funzionamento a diaframma dipende unicamente dalle connessioni tegolo-trave



$$R = Q/2 + F_0/4$$

$$H = Ql/(2b_0), \text{ con } Q = F_h/(12m) \text{ e } b_0 \text{ distanza tra le nervature del tegolo}$$

NB: Nel caso di tegoli con una sola nervatura, ad esempio tegoli a Y, non è possibile ottenere un funzionamento a diaframma.

## Conessioni tegolo-trave

Requisiti per gli interventi di Fase 1

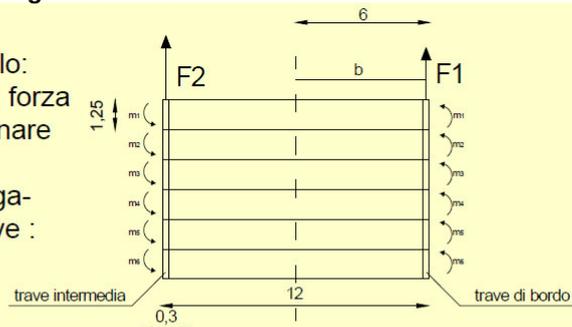
- **Impedire la perdita di appoggio** della copertura dalla trave;
- **Non modificare lo schema statico preesistente**;
- **Bloccare, oltre un limite prefissato, tutte le traslazioni relative tra gli elementi attraverso meccanismi di trasmissione degli sforzi possibilmente di natura isostatica**;
- **Ancoraggio dei dispositivi di connessione lontano dai lembi esterni degli elementi** (elevati copriferrì).

Savoia e Vincenzi (2012)

## Conessioni tegolo-trave

Caso di capannone a 2 campate di tegoli e 6 campate di travi (3 file di 7 pilastri). Tegoli binervati con nervature distanti 1 m

Esempio di calcolo:  
Valutazione della forza con cui dimensionare un angolo per rinforzare il collegamento tegolo-trave :



L'impalcato è deformabile :  
nascono sui due telai due forze diverse F1 e F2 che causano la nascita di una coppia non auto-equilibrata che viene bilanciata dalle coppie che nascono sui tegoli .

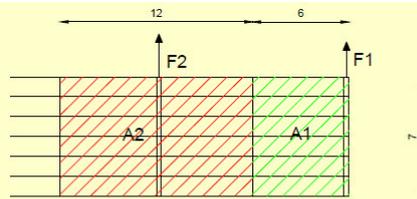
$F1 = m \cdot a_g \rightarrow$  Forza che nasce sul telaio di bordo per effetto del sisma

$F2 = m \cdot a_g \rightarrow$  Forza che nasce sul telaio intermedio per effetto del sisma

Savoia e Vincenzi (2012)

## Conessioni tegolo-trave

Le forze vengono valutate con le aree di influenza:



$$F1 = q_c \cdot A1 \cdot S_d = (500 \frac{kg}{m^2} \cdot 42m^2) \cdot 0,5 + (3150 \cdot 0,5) = 12075kg \approx 12t$$

500 kg/m<sup>2</sup>      **Peso trave**

$$F2 = q_c \cdot A2 \cdot S_d = (500 \frac{kg}{m^2} \cdot 84m^2) \cdot 0,5 + (3150 \cdot 0,5) = 22575kg \approx 23t$$

Per la valutazione dell'azione si assume :

$$S_{q_g} = 1,5 \times 0,20g = 0,3g$$

$$q = 1,5$$

$$S_d(T) = \frac{S_{q_g} \cdot F_0}{q} = \frac{0,3g \cdot 2,5}{1,5} = 0,5g$$

Savoia e Vincenzi (2012)

## Conessioni tegolo-trave

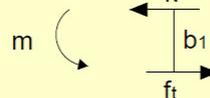
Note F1 ed F2 si calcola la coppia che nasce sui tegoli per equilibrio alla rotazione :

$$2 \cdot (m1 + m2 + m3 + m4 + m5 + m6) = F2 \cdot b - F1 \cdot b$$

$$m_i = 5250 \text{ kg}$$

La forza che agisce sulle nervature del tegolo sarà:

$$f_t = \frac{m}{b_1} = \frac{5250}{1} = 5250kg \approx 5,2t$$



Considerando una riduzione del 60 %:

$$f_r = 0,6 \cdot f_t = 0,6 \cdot 5250kg = 3150kg \approx 3t$$

**Occorre poi considerare anche gli effetti del sisma nella direzione ortogonale**

Savoia e Vincenzi (2012)

## Connessioni tegolo-trave

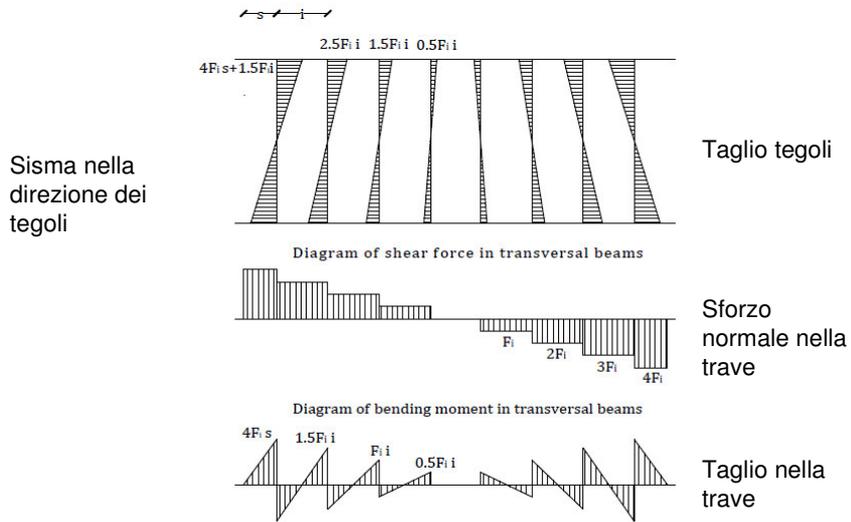
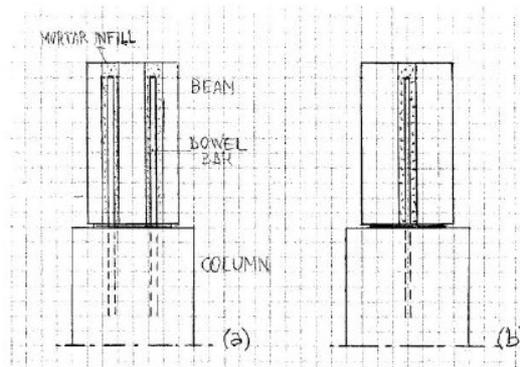


Figura 7. Diagrammi delle azioni interne in corrispondenza degli assi di travi e tegoli.

Belletti et al (2013)

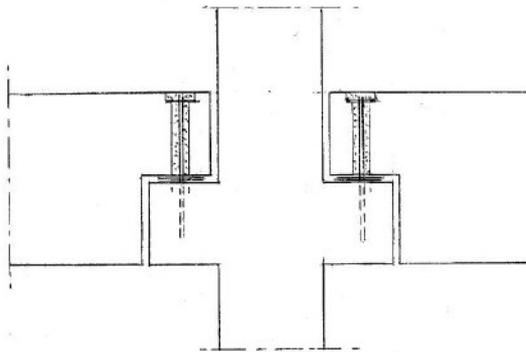
## Connessioni trave-pilastro

*Problematiche delle connessioni spinottate*



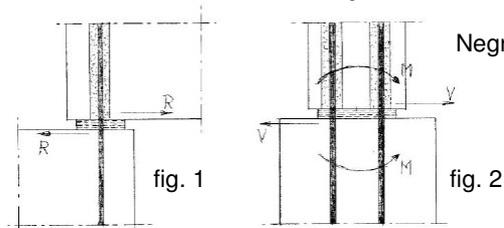
Negro e Toniolo (2012)

## Connessioni trave-pilastro



Negro e Toniolo (2012)

## Connessioni trave-pilastro



Negro e Toniolo (2012)

Modalità di rottura relative ad azioni nel piano contenente la trave (fig. 1)

- a1) Rottura dello spinotto in presenza di taglio, trazione e flessione
- a2) Rottura del calcestruzzo per rifollamento del foro
- b) Rottura del bordo inferiore/laterale della trave a causa degli sforzi di trazione
- c) Rottura del bordo superiore/laterale della pilastro a causa degli sforzi di trazione

Modalità di rottura relative ad azioni ortogonali al piano contenente la trave (fig. 2)

- d) Rottura a flessione dell'appoggio
- e) Pull-out dello spinotto
- f) Sliding shear (superamento di resistenza spinotto compresso + attrito)

## Conessioni trave-pilastro

### Modalità di rottura a

a – dowel

(with  $n$  number of dowels,  $\phi$  diameter of dowels,  $f_{ck}$  characteristic compressive strength of concrete,  $f_{yk}$  characteristic yield strength of steel,  $\alpha = \sigma / f_{yk}$  with  $\sigma$  normal tensile stress due to other possible contemporary effects on the dowel)

$$R_d = 0,90 n \phi^2 \sqrt{[f_{yd} f_{cd} (1 - \alpha^2)]}$$

$$R_{Rd} \geq R$$

$$\text{with } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C \text{ and } f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S^*$$

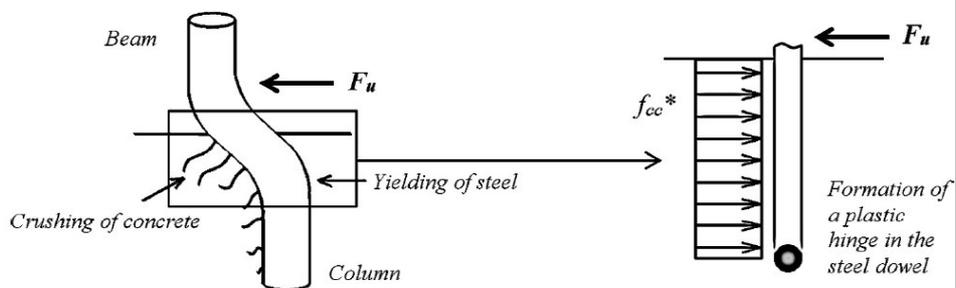
\* If the rotation of the joint is prevented by the stiffness of the connected elements, the numerical factor can be taken to 1,0.

Negro e Toniolo (2012)

## Conessioni trave-pilastro

Modalità di rottura a: formazione di una cerniera plastica nello spinotto all'interno del pilastro, in concomitanza con lo schiacciamento del calcestruzzo

B. Zoubek et al. / Engineering Structures 52 (2013) 179–191



## Conessioni trave-pilastro

### Modalità di rottura b

b – beam edge

( $f_{ck,cube}$  characteristic compressive cubic strength of concrete,  $\phi$  diameter of the dowel,  $c$  edge distance of the dowel axis,  $h=8\phi$  effective length of the dowel,  $b$  width of the column,  $n$  number of dowels)

$$R_{Rk} = 1,4 k \phi^\alpha h^\beta \sqrt{f_{ck,cube} c^3} \psi_{re} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (\phi / c)^{0,2}$$

$$(R / R_{Rd}) \leq 1 \quad (R_{Rd} = R_{Rk} / \gamma_c)^\wedge \quad k = b / (3 c) \leq n$$

where  $f_{ck,cube}$  is expressed in N/mm<sup>2</sup>,  $R$  and  $R_{Rk}$  in N and  $d$ ,  $h$ ,  $c$ ,  $b$ ,  $\phi$  in mm and  $\psi_{re}=1,4$  in presence of edge reinforcement as specified in 3.2.2.4, or  $\psi_{re}=1,0$  in all other cases.

Negro e Toniolo (2012)

## Conessioni trave-pilastro

### Modalità di rottura c

c – column edge

( $f_{ck,cube}$  characteristic compressive cubic strength of concrete,  $\phi$  diameter of the dowel,  $c$  edge distance of the dowel axis,  $h=8\phi$  effective length of the dowel,  $b$  width of the column,  $n$  number of dowels)

$$R_{Rk} = 1,4 k \phi^\alpha h^\beta \sqrt{f_{ck,cube} c^3} \psi_{re} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (\phi / c)^{0,2}$$

$$(R / R_{Rd}) \leq 1 \quad (R_{Rd} = R_{Rk} / \gamma_c)^\wedge \quad k = b / (3 c) \leq n$$

where  $f_{ck,cube}$  is expressed in N/mm<sup>2</sup>,  $R$  and  $R_{Rk}$  in N and  $d$ ,  $h$ ,  $c$ ,  $\phi$  in mm and  $\psi_{re}=1,4$  in presence of edge reinforcement as specified in 3.2.2.4, or  $\psi_{re}=1,0$  in all other cases.

<sup>^</sup> The value  $\gamma_c=1,5$  is recommended by EC2 (see also TS4).

Negro e Toniolo (2012)

## Conessioni trave-pilastro

### Modalità di rottura d

With reference to Figure 3.2.3b, for the action of a force  $V$  and a moment  $M$  evaluated by capacity design with respect to the resistance of the critical sections of the structure using the due overstrength factor  $\gamma_R^\circ$ , the following verifications shall be made.

d – flexure

( $A_s$  sectional area of the dowel,  $f_{yk}$  characteristic yield strength of steel,  $z$  lever arm of the couple of forces in the bearing print)

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \geq M \quad (z \approx d \text{ may be assumed with } d \text{ spacing of the two dowels})$$

with  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  \*

Negro e Toniolo (2012)

## Conessioni trave-pilastro

### Modalità di rottura e

e – pull-out

( $\ell_b$  anchorage length of the dowels in the beam,  $A_s$  sectional area of a dowel,  $u$  its perimeter,  $f_{md}$  design cylinder compressive strength of the mortar,  $f_{yk}$  characteristic yield strength of steel)

$$\ell_b u f_{bd} \geq \gamma_R A_s f_{ym}$$

where

$$f_{bd} = 0,45 f_{md} \quad \text{ultimate bond strength}$$

$$f_{ym} = 1,08 f_{yk} \quad \text{mean yielding stress of the steel}$$

Negro e Toniolo (2012)

## Conessioni trave-pilastro

### Modalità di rottura e

f – sliding shear

( $b$  width of the bearing print,  $x$  depth of its compressed part,  $f_{ck}$  characteristic compressive strength of concrete of the beam or of the column if lower,  $A_s$  area of the dowels not yielded by the contemporary flexure,  $f_{yk}$  characteristic yield strength of steel)

$$V_{Rd} \geq V \quad \text{with} \quad V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd} \quad \text{where}$$

$$V_{dd} = 1,3 A_s \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \quad \text{resistance of the shear resisting (compressed) dowel}$$

$$V_{fd} = 0,25 b x f_{cd} \quad \text{sliding resistance of the compressed concrete}$$

$$\text{with } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ and } f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s *$$

° The values  $\gamma_R=1,2$  for DCM and  $\gamma_R=1,35$  for DCH are recommended by EC8.

\* The values  $\gamma_c=1,5$  and  $\gamma_s=1,15$  are recommended by EC2.

Negro e Toniolo (2012)

## Conessioni trave-pilastro

Le modalità di rottura in genere prevalenti sono:

- Modalità a (rottura spinotto/rifollamento) per  $c/\varnothing \geq 6$
- Modalità b (rottura spigolo trave) per  $c/\varnothing < 6$

Tali equazioni derivano da una estesa campagna sperimentale eseguita su elementi spinottati di calcestruzzo non armato soggetti a carico ciclico (Vintzeleou e Tassios 1987)

## Conessioni trave-pilastro

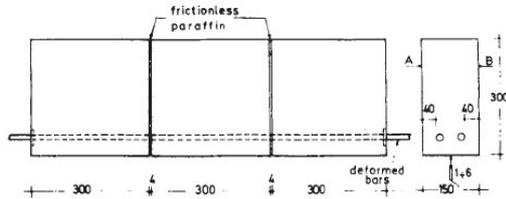


Fig. 2—Specimen for investigation of the dowel anism. 1 mm = 0.0394 in.

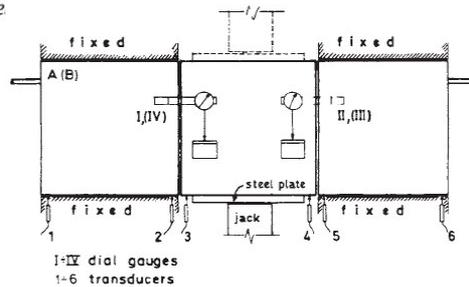


Fig. 3—Schematic of test setup and instrumentation for slip measurements

Vintzeleou e Tassios (1987)

## Conessioni trave-pilastro

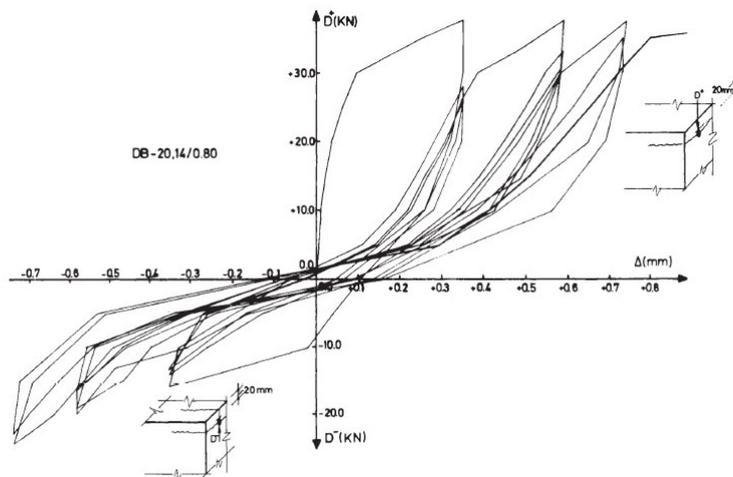


Fig. 9—Typical hysteresis loops for fully reversed transverse displacements ( $\Delta^+ = \Delta^-$ ). The characteristic asymmetry of response ( $D^+ \neq D^-$ ) is apparent. 1 mm = 0.0394 in.; 1 kN = 0.225 kips

Vintzeleou e Tassios (1987)

## Conessioni trave-pilastro

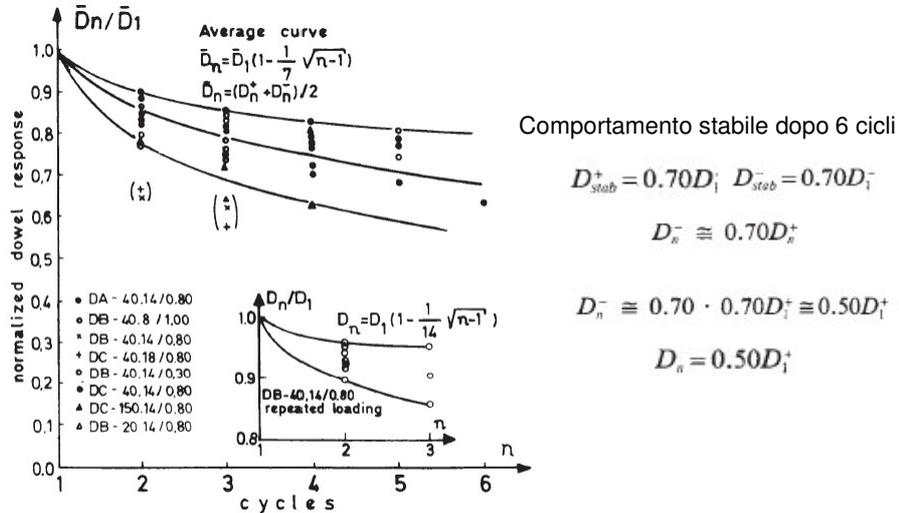


Fig. 12—Force-response degradation due to cycling, normalized to the dowel force at first cycle. a) Specimens subjected to reversed actions; b) specimen subjected to repeated loading

Vintzeleou e Tassios (1987)

## Conessioni trave-pilastro

### Meccanismo tipo a

Vintzeleou e Tassios (1987)

Valori caratteristici. Per i tasselli occorre fare riferimento alle caratteristiche fornite dal produttore

$$D_{u,d} = d_b^2 / \sqrt{f_{ck} f_{sy}} (1 - \alpha^2) \quad \text{carico monotono}$$

da ridurre tramite il coefficiente 0.5 per tenere conto del degrado ciclico

Negro e Toniolo (2012)

$$R_d = 0,90 n \phi^2 \sqrt{[f_{yd} f_{cd} (1 - \alpha^2)]} \quad \text{carico ciclico}$$

Valori di progetto

Le due resistenze coincidono se nella formula di Vintzeleou e Tassios si usa un coefficiente riduttivo per carico ciclico pari a 0.7.

Il limite superiore è fornito dalla rottura a taglio dello spinotto (CEB-FIP Model Code 1990)  $D_{u,d} \leq A_b f_{yd} / \sqrt{3}$

## Connessioni trave-pilastro

Requisiti per gli interventi di Fase 1

- **non consentire la perdita di appoggio della trave dal pilastro;**

- **non modificare lo schema statico preesistente:**  
cerniera e, quindi, pilastro isostatico

- **Contrastare la rotazione torsionale delle travi alte e delle capriate.**

- **Bloccare, oltre un limite prefissato, tutte le traslazioni** relative tra gli elementi attraverso meccanismi di trasmissione degli sforzi possibilmente di natura isostatica.

- **Ancoraggio dei dispositivi di connessione lontano dai lembi esterni** degli elementi (elevati copriferrì).

Savoia e Vincenzi  
(2012)

## Connessioni trave-pilastro

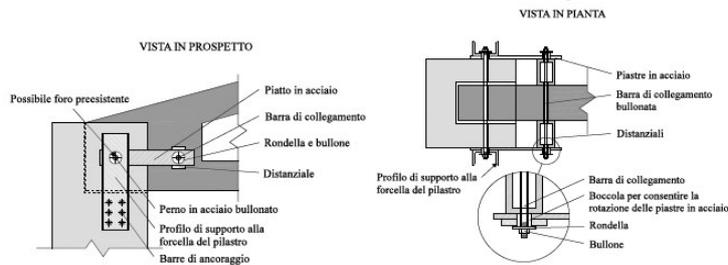


Figura 83 – Intervento su connessione trave-pilastro mediante perni e piastre in acciaio

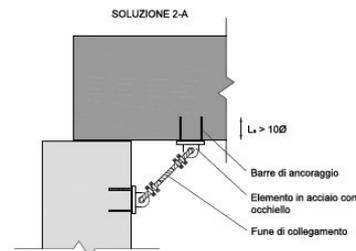


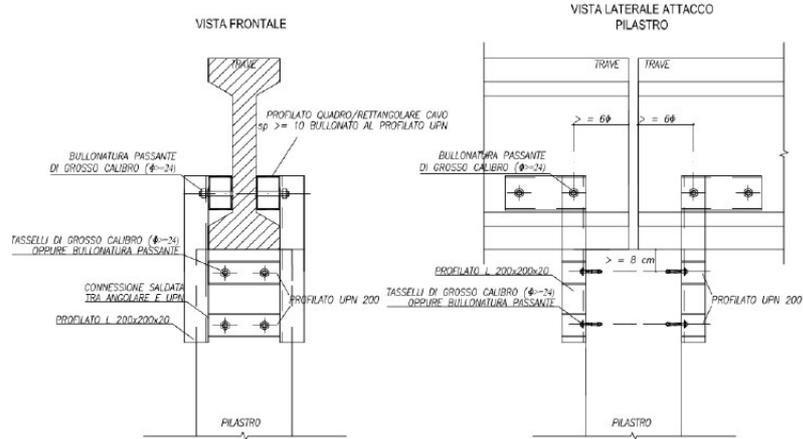
Figura 84 - Intervento su connessione trave-pilastro mediante fune di collegamento

ReLUIS-ASSOBETON  
(2012)

# Connessioni trave-pilastro

Connessioni Trave-Pilastro 3bis

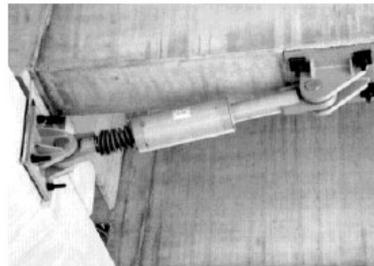
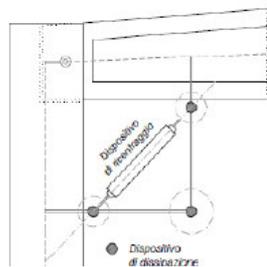
le misure sono indicative e da definire caso per caso



ReLUIS-ASSOBETON  
(2012)

# Connessioni trave-pilastro

## Connessioni dissipative



ReLUIS-ASSOBETON  
(2012)

## Connessioni dei pannelli prefabbricati alla struttura

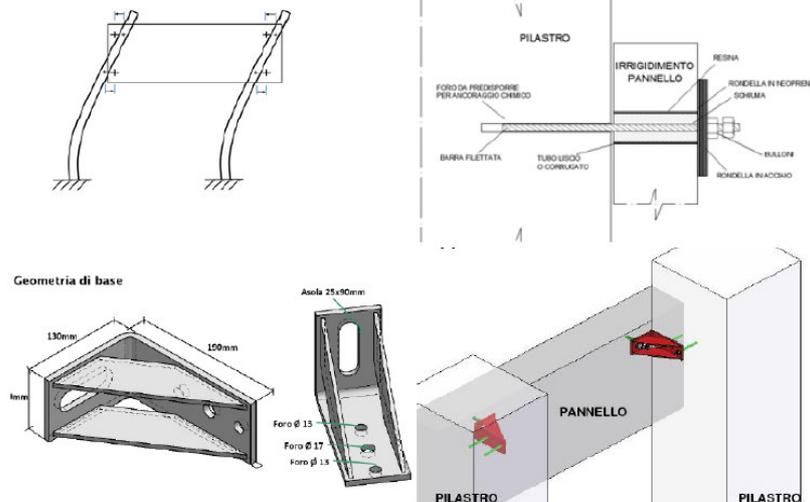
Requisiti per gli interventi di Fase 1

- Impedire il ribaltamento dei pannelli;
- Consentire, se possibile, le traslazioni relative struttura-pannello nel piano del pannello al fine di evitare qualunque collaborazione tra i componenti non strutturali e l'ossatura portante dell'edificio.

## Connessioni dei pannelli prefabbricati alla struttura

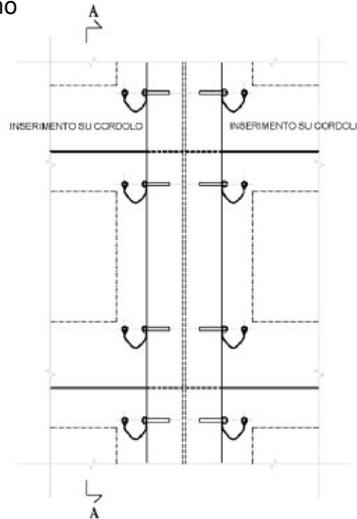
Collegamenti volti a eliminare (ridurre) l'interazione dei pannelli con la struttura

Pannelli orizzontali

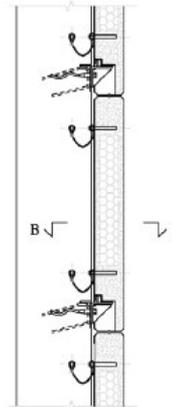


## Connessioni dei pannelli prefabbricati alla struttura

Sistemi passivi di ritegno



Pannelli orizzontali  
SEZIONE A-A

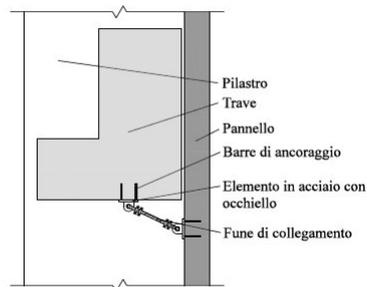


ReLUIS-ASSOBETON  
(2012)

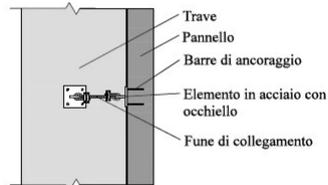
## Connessioni dei pannelli prefabbricati alla struttura

Pannelli verticali

VISTA LATERALE



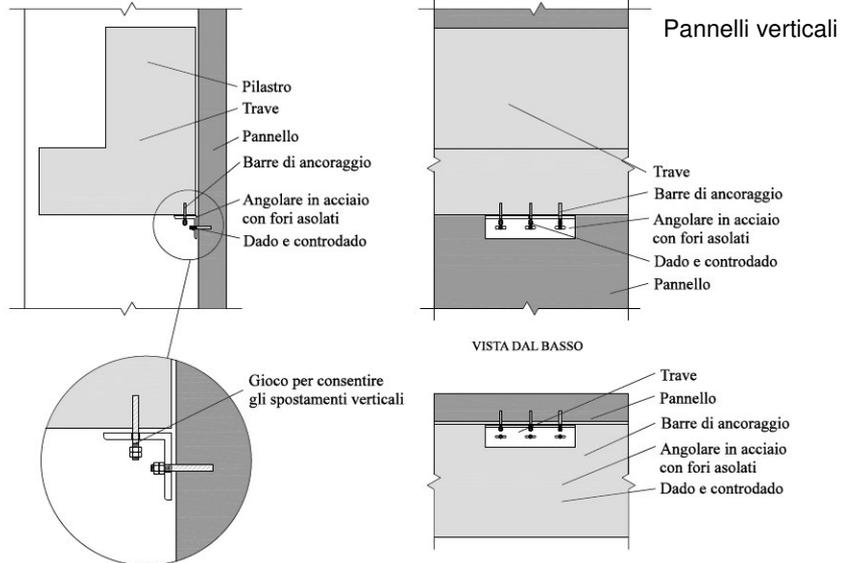
VISTA IN PIANTA



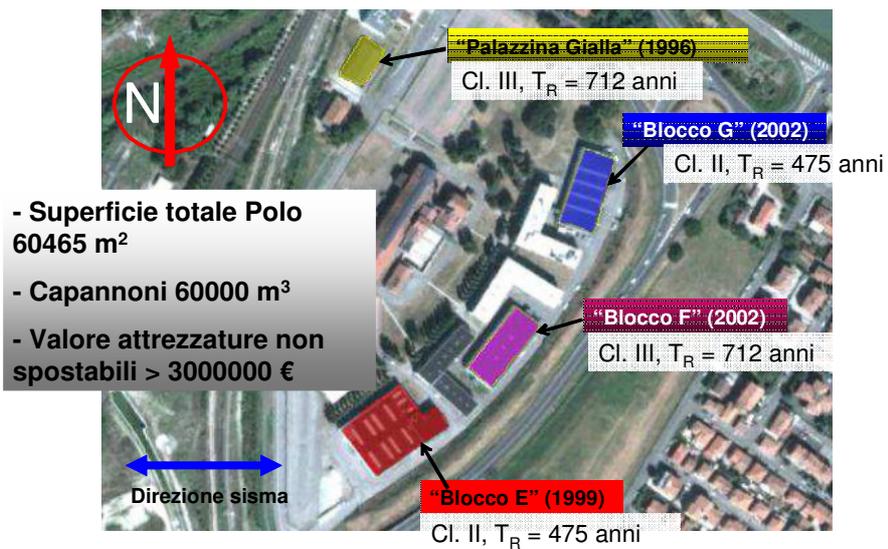
Funi e fori asolati possono dar luogo a fenomeni di martellamento fra pannelli.

ReLUIS-ASSOBETON  
(2012)

## Connessioni dei pannelli prefabbricati alla struttura



## Interventi presso il Polo Scientifico-Tecnologico dell'Università di Ferrara



## Blocco G

Laboratorio dell'Istituto Nazionale di Fisica Nucleare  
(INFN)



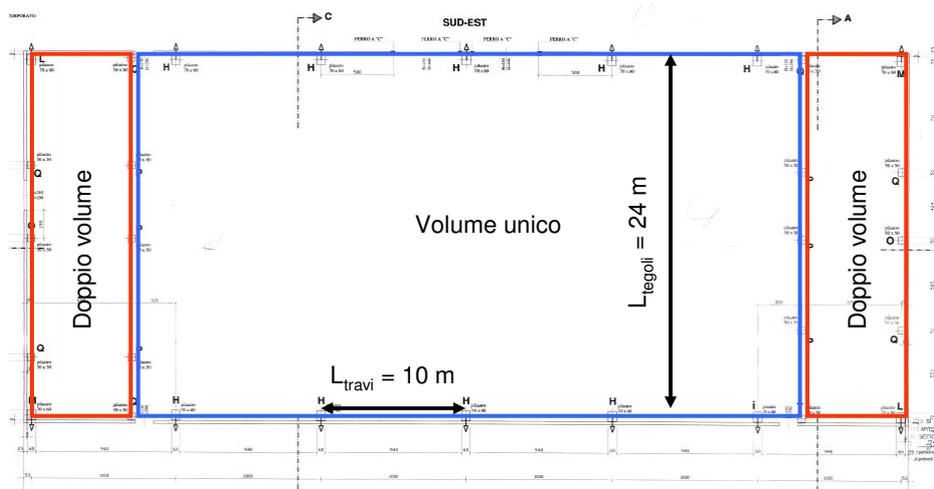
## Blocco G



# Blocco G

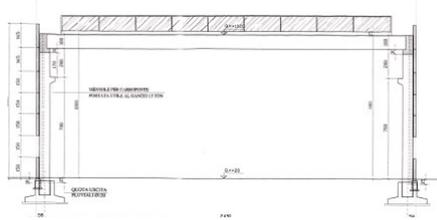


# Blocco G

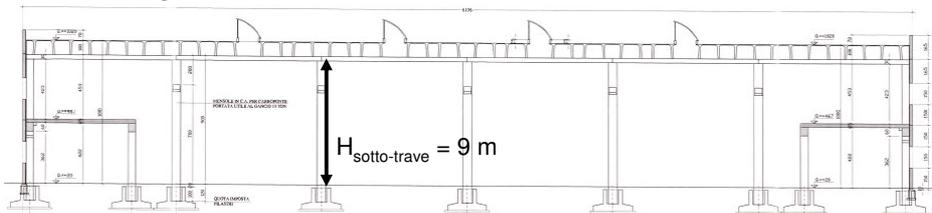


## Blocco G

Sezione trasversale



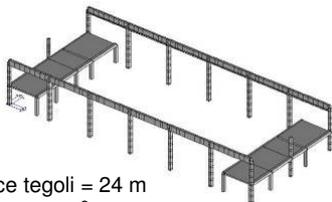
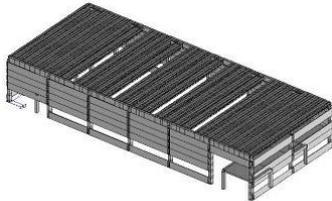
Sezione longitudinale



Assenza di ancoraggi tegolo-trave e trave-pilastro

## Blocco G – Colleg. Tegolo-Trave

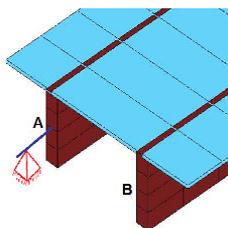
Sforzi di progetto sugli ancoraggi determinati mediante modellazione numerica agli elementi finiti dell'intera struttura



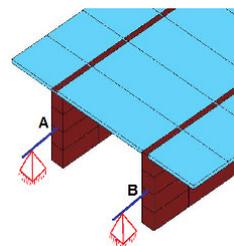
Luce tegoli = 24 m  
G = 5 kN/m<sup>2</sup>

Tullini e Minghini (2013)

MODELLO 1



MODELLO 2



MODELLO 1: ancoraggio nervatura A ad entrambi gli appoggi

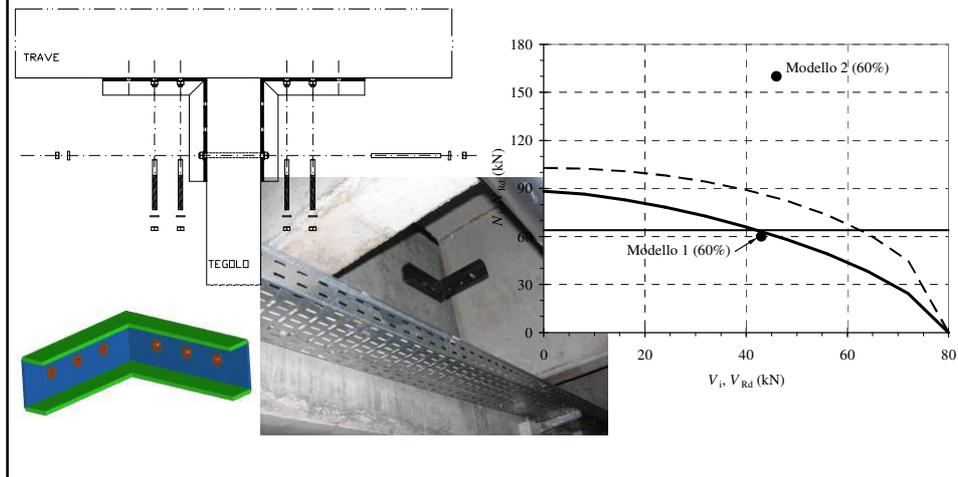
MODELLO 2: ancoraggio nervatura A ad un appoggio e nervatura B all'altro

MODELLO 3: ancoraggio nervature A e B ad entrambi gli appoggi

Modello	1	2	3
Periodo fondamentale (s)	1.27	1.24	0.76
Sforzo normale nelle nervature (kN)	104	264	880

## Blocco G – Colleg. Tegolo-Trave

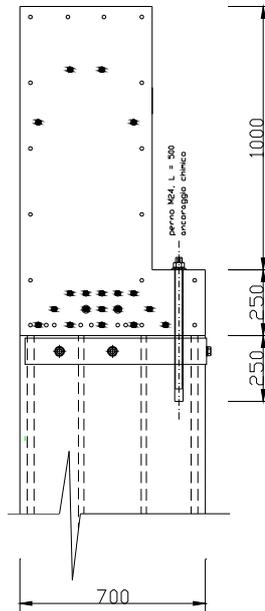
Tenendo conto della deformabilità delle connessioni si potrebbero ottenere riduzioni anche significative delle forze di progetto sugli ancoraggi (Belletti et al 2013). Tuttavia la configurazione isostatica resta quella preferibile.



## Blocco G – Colleg. Tegolo-Trave



## Blocco G – Colleg. Trave-Pilastro



$$D_{u,d} \cong 0.5 d_b^2 (f_{ck} f_{yk})^{0.5}$$

Vintzeleou e Tassios (1987)

$$D_{u,d} \leq A_b f_{cd} / \sqrt{3}$$

CEB-FIP Model Code 1990

## Blocco G

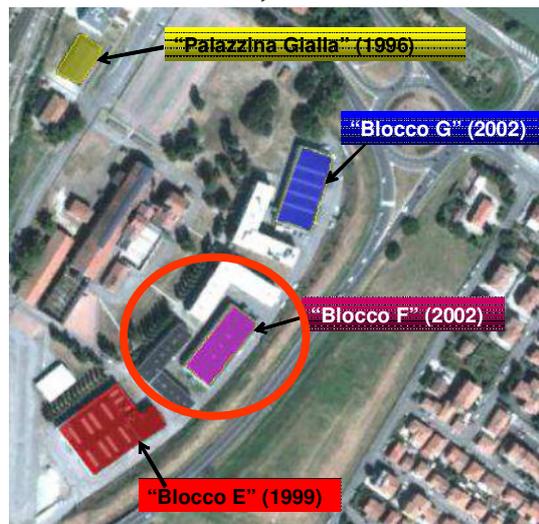


## Blocco G



## Blocco F

Laboratori di Geologia e Geotecnica, Aule per la didattica, Sale studio



## Blocco F



## Blocco F



## Blocco F



Assenza di ancoraggi tegolo-trave e trave-pilastro per entrambi i piani



## Blocco F



Parete divisoria al 1° piano  
(assente al piano terra)

## Blocco F



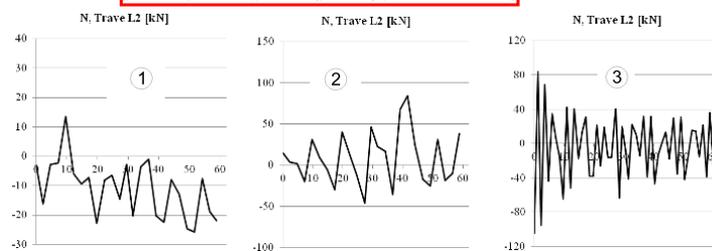
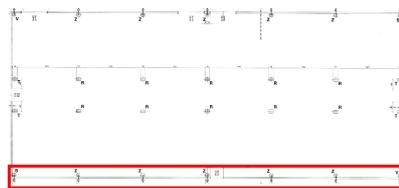
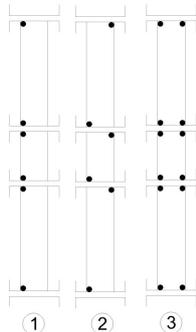
## Blocco F – Coll. Tegolo-Trave

Forze di progetto degli ancoraggi determinate tramite modellazione agli elementi finiti

Blocco F

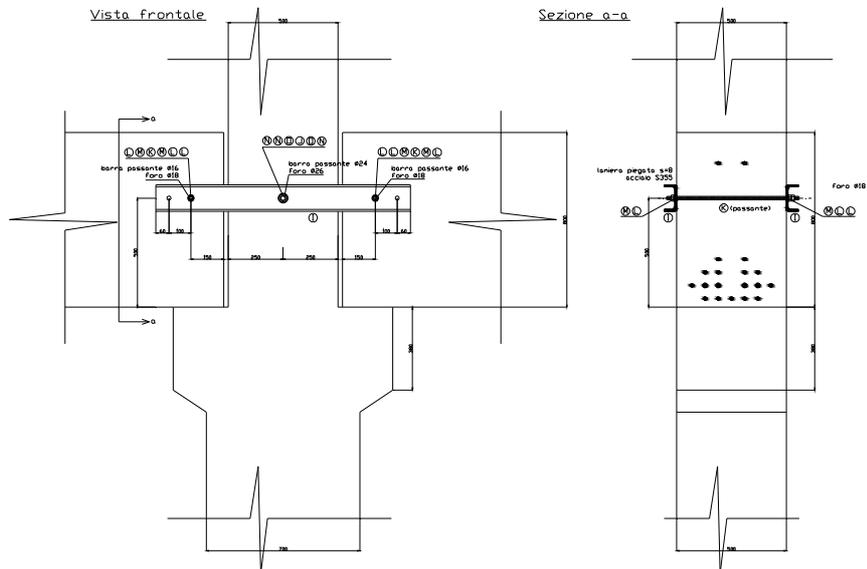
Luce massima tegoli = 10 m

$G_{\text{cop}} = 3.7 \text{ kN/m}^2$

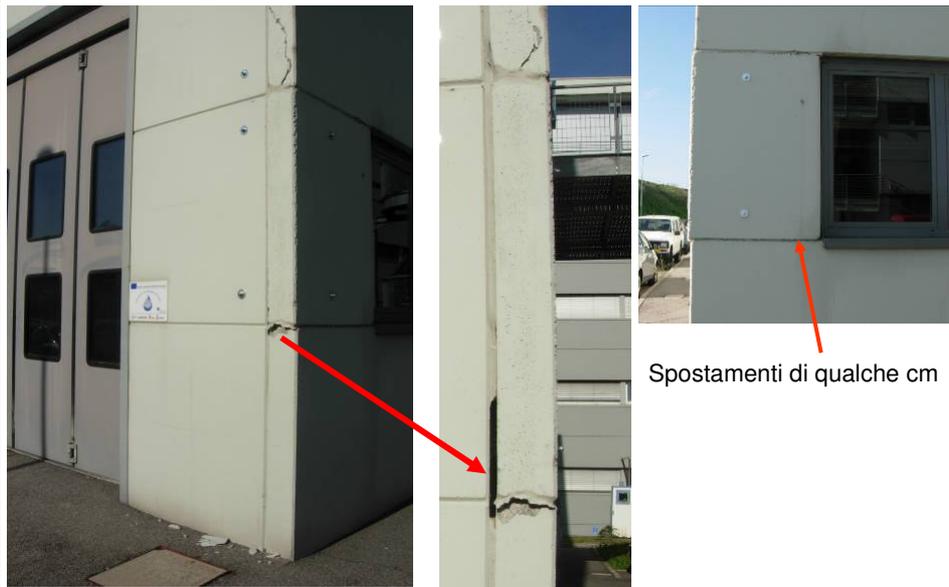


La riduzione delle forze passando da 3 a 1 è molto inferiore al caso del blocco G, ma ancora significativa. L'influenza degli ancoraggi sui modi di vibrare è piccola. Ciò è dovuto al doppio volume e alla notevole massa del 1° piano

## Blocco F – Coll. Trave-Pilastro (1° piano)

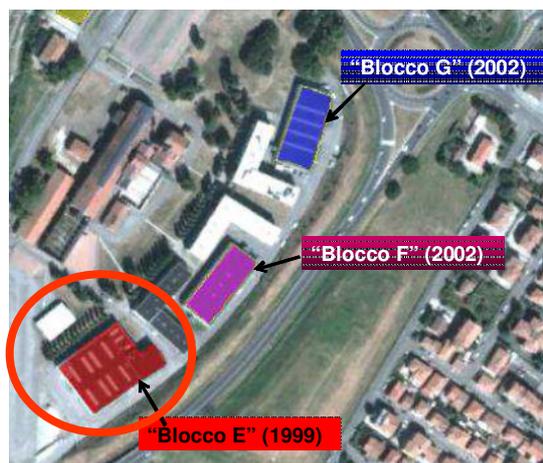


## Blocco F – Coll. Pannello-Pilastro



## Blocco E

Laboratori di Ing. Civile e Meccanica  
Camere anecoiche di Acustica e Compatibilità  
Elettromagnetica (L.U.C.E.)



## Blocco E

Durante la costruzione (1999)



Blocco E



Blocco E



Blocco E



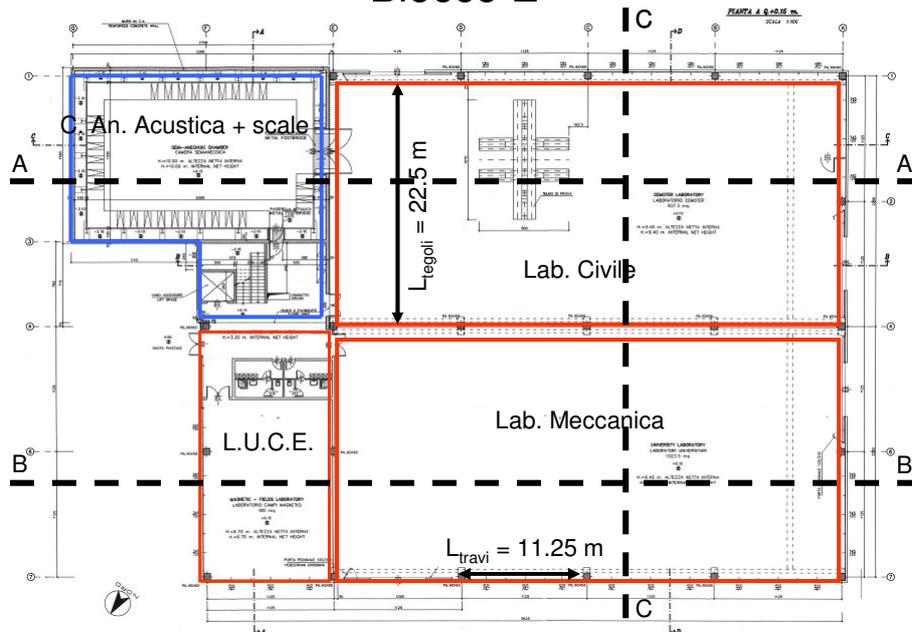
Blocco E



# Blocco E



# Blocco E



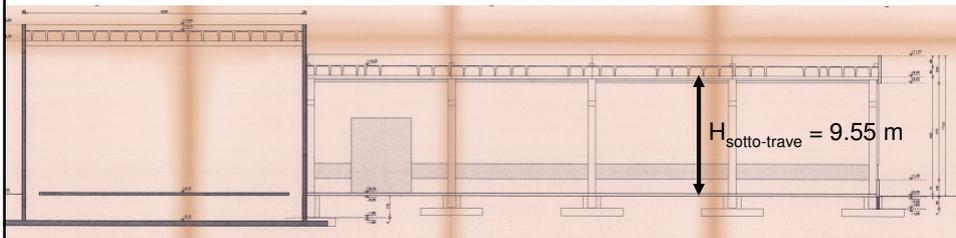
## Blocco E



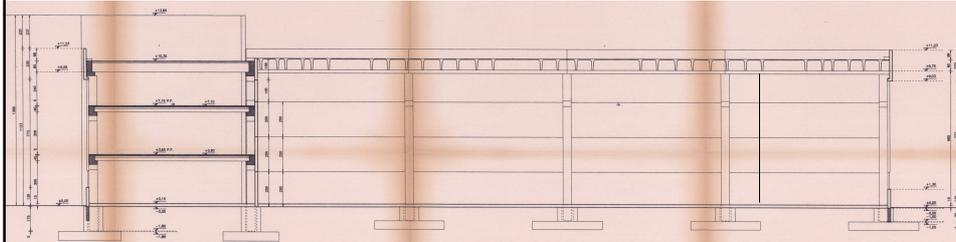
Assenza di ancoraggi tegolo-trave

## Blocco E

A-A



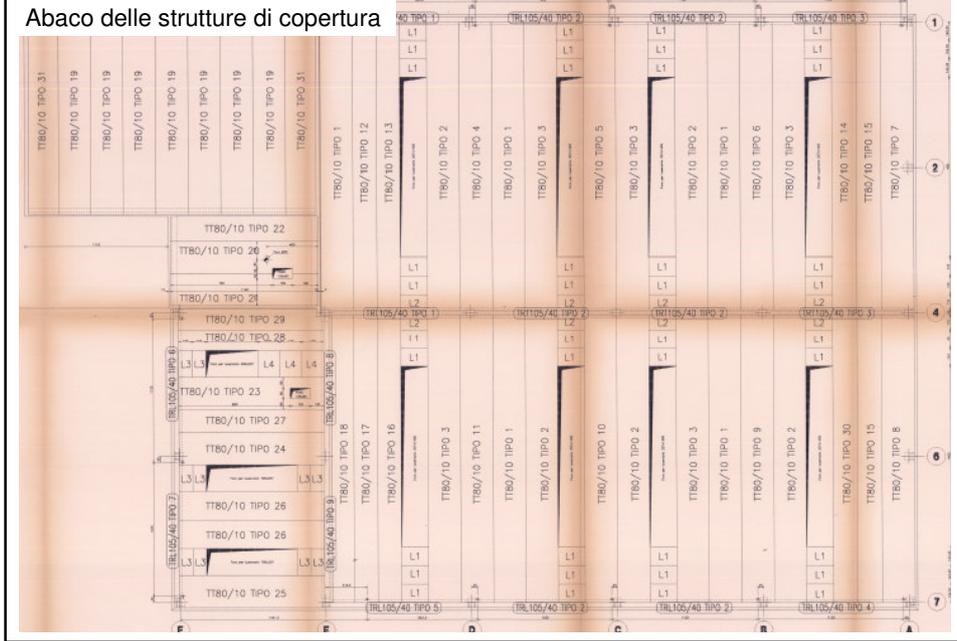
B-B





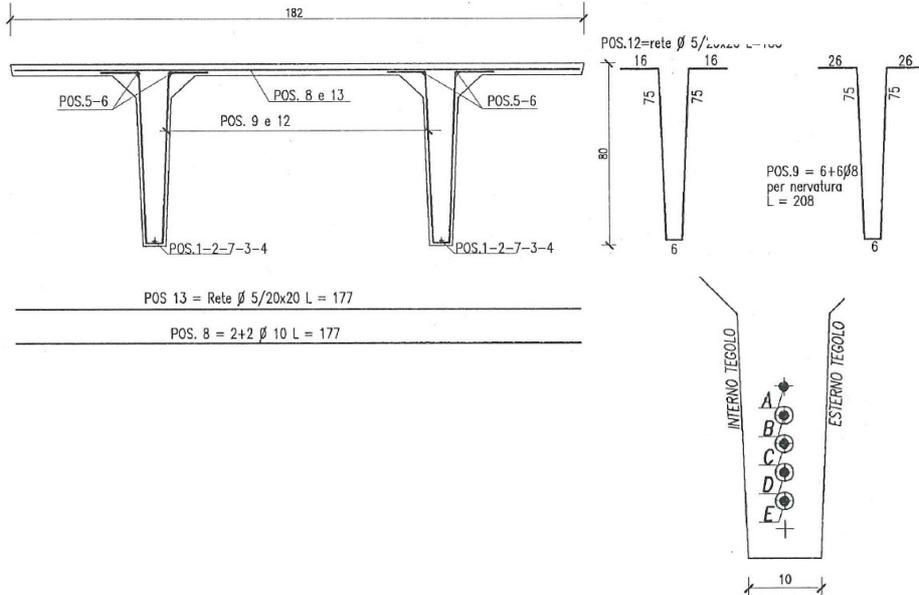
# Blocco E

Abaco delle strutture di copertura



# Blocco E

Tegoli TT





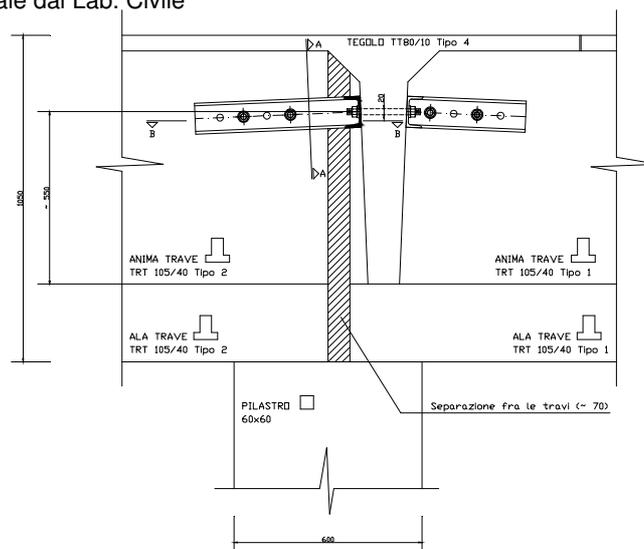
## Blocco E



## Blocco E

Ancoraggio tegolo-trave, pezzo speciale

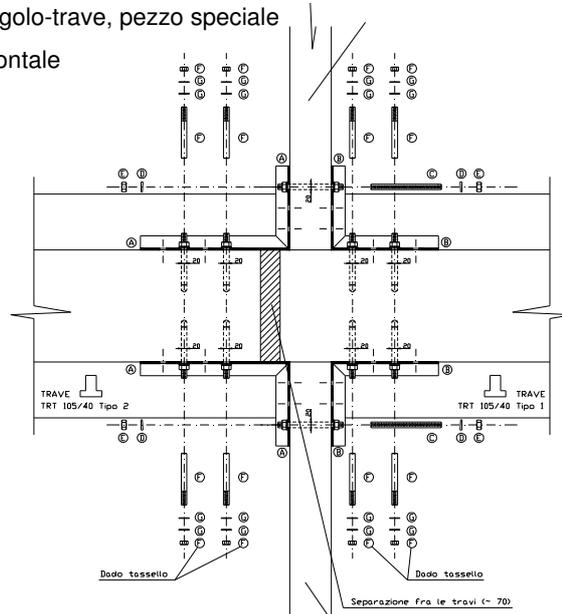
Vista frontale dal Lab. Civile



## Blocco E

Ancoraggio tegolo-trave, pezzo speciale

Sezione orizzontale



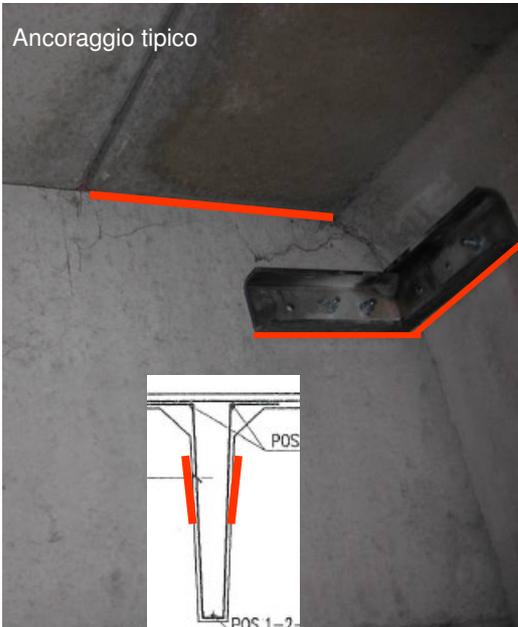
## Blocco E

Ancoraggio tegolo-trave, pezzo speciale



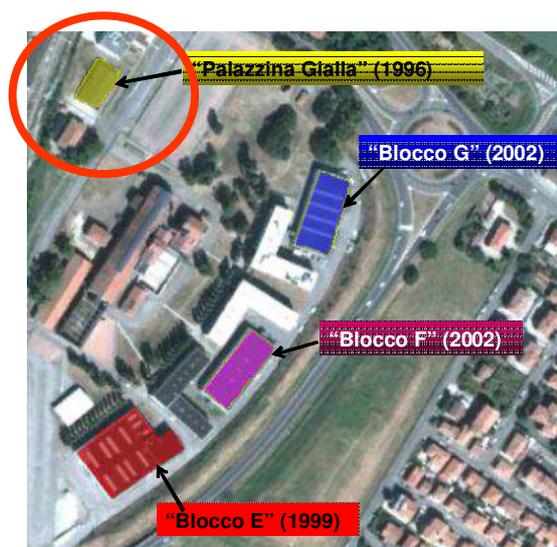
## Blocco E

Per una maggiore efficienza è stato richiesto il montaggio degli ancoraggi in perfetta aderenza alle facce delle nervature del tegolo (rondelle svasate in acciaio oppure deformabili in neoprene)



## Palazzina Gialla

Aule – Sale studio



## Palazzina Gialla



## Palazzina Gialla



Martellamento dei tegoli  
sulle travi

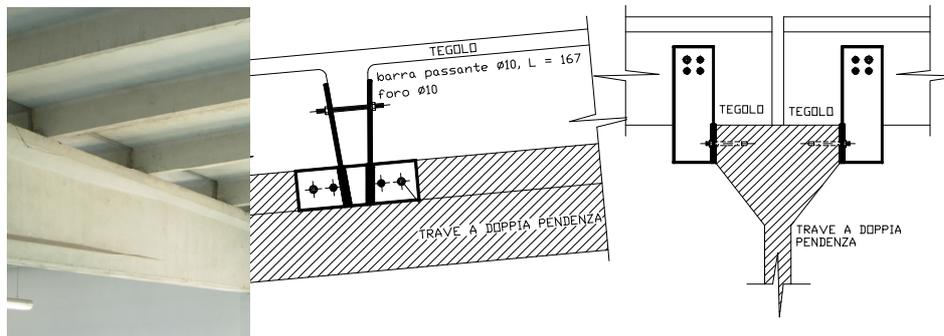


## Palazzina Gialla



## Palazzina Gialla – Coll. Tegolo-Trave

Palazzina Gialla  
Luce tegoli = 6 m



## Palazzina Gialla – Coll. Trave-Pilastro



Lamiera calandrata di acciaio S355, sp. 8 mm, verificata tramite modellazione agli elementi finiti per azione sismica nel piano della trave e in quello ortogonale.

Il collegamento può trasmettere un momento al pilastro per effetto di spostamenti orizzontali nel piano del telaio

### Approfondimento: Miglioramento sismico al 60%

- Previsto da DL 74 del 6/6/2012 e Legge 122 del 1/8/2012
- Entro 4 anni se  $f_{a,SLV} \leq 0.30$
- Entro 8 anni se  $0.50 < f_{a,SLV} < 0.60$
- Entro un numero di anni fornito dall'espressione  $100 \times (f_{a,SLV} - 0.30) / 5 + 4$  per  $0.3 < f_{a,SLV} \leq 0.50$

$$f_{a,SLV} = a_{g,SLV} / a_{g,SLV,ref}$$

Fattore di accelerazione (rapporto tra accelerazioni o forze o momenti)

## Miglioramento sismico al 60%

$$f_{a,SLV} = a_{g,SLV}/a_{g,SLV,ref}$$

Fattore di accelerazione (rapporto tra accelerazioni o forze o momenti)

$$I_{S,SLV} = T_{R,SLV}/T_{R,SLV,ref}$$

Indice di sicurezza sismica (rapporto tra periodi, Linee Guida Patrimonio Culturale 9/2/2011)

Passaggio da accelerazione a periodo

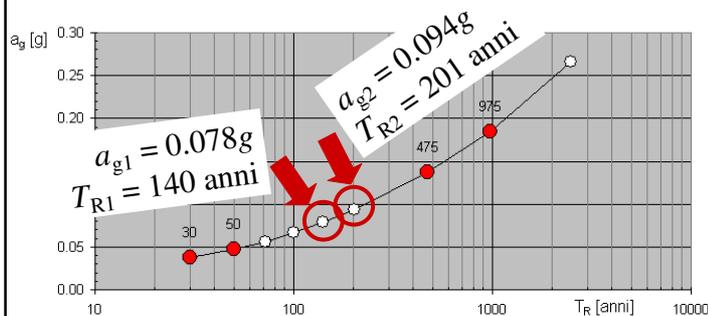
$$T_{R,SLV} = \exp \left\{ \frac{\ln(a_{g,SLV}/a_{g1})}{\ln(a_{g2}/a_{g1})} \ln\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) + \ln(T_{R1}) \right\}$$

## Miglioramento sismico al 60%

Passaggio da accelerazione a periodo

$$T_{R,SLV} = \exp \left\{ \frac{\ln(a_{g,SLV}/a_{g1})}{\ln(a_{g2}/a_{g1})} \ln\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) + \ln(T_{R1}) \right\}$$

Per Ferrara:  $a_{g,SLV,ref} = 0.137g \Rightarrow a_{g,SLV} = 0.60 \times 0.137g = 0.082g$



$T_{R,SLV} = 154$  anni

Se  $T_{R,SLV,ref} = 475$  anni

$I_{S,SLV} = 0.32$

## Miglioramento sismico al 60%

Tempo di intervento (Vita nominale restante)

$$T_{R,SLV} = -C_U T_{int} / \ln(1 - P_{VR})$$

Per SLV  $P_{VR} = 0.1$

$$T_{int} = 0.105 T_{R,SLV} / C_U \quad (\text{Circolare Bertolaso 4/1/2011})$$

Per Classe d'Usò II  $C_U = 1$

$$T_{int} = 0.105 T_{R,SLV}$$

$f_{a,SLV}$	$T_{R,SLV}$ (anni)	$T_{int}$ (anni)	
0.60	154	16	
0.50	106	11	
0.30	38	4	Coincide con L 122