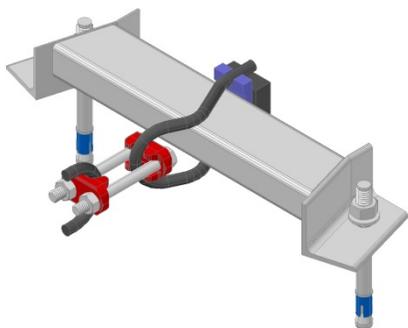


# STRUTTURE PREFABBRICATE IN ZONA SISMICA PROGETTAZIONE NUOVO E RECUPERO ESISTENTE

Ing. **INNOCENZO BECCI** libero professionista e calcolatore strutture prefabbricate presso  
**AF FORESI** engineering srl

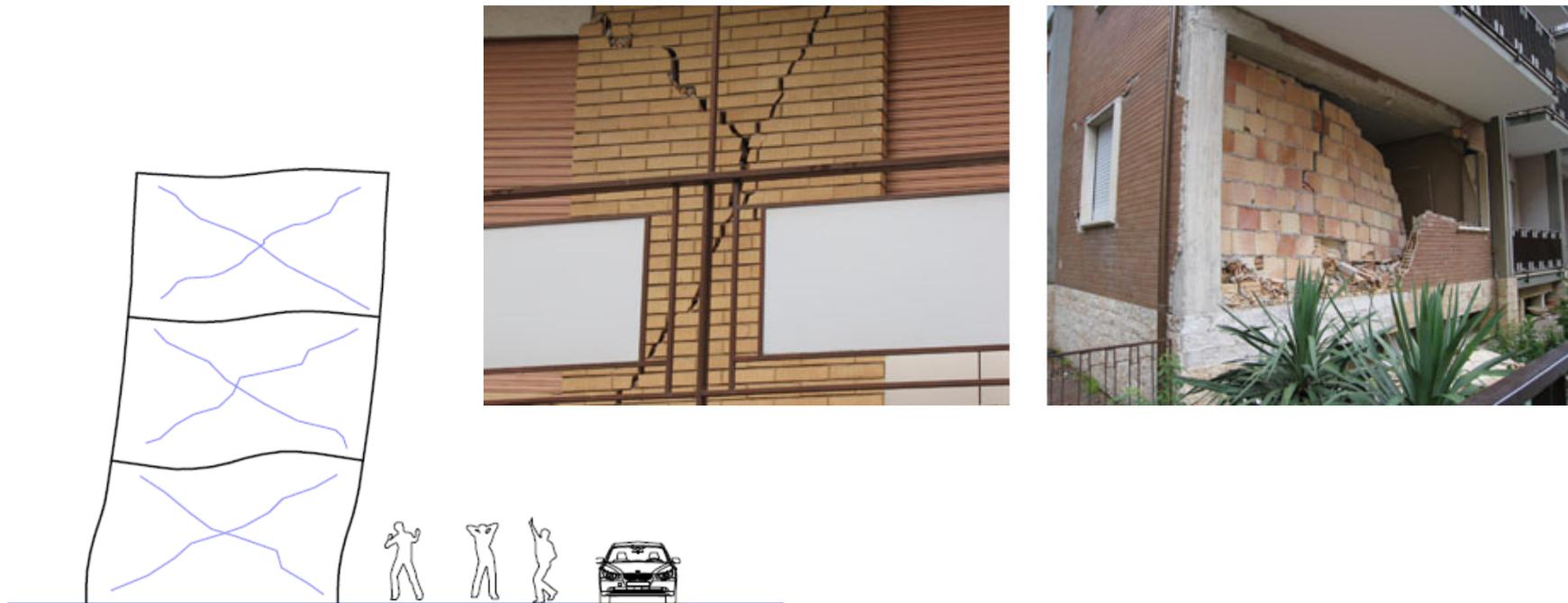
- Esempio applicativo di progetto miglioramento sismico edificio prefabbricato esistente
- Dimensionamenti connessioni strutture principali e secondarie
- Soluzioni progettuali zone singolari di concentrazione delle irregolarità
- Integrazione strutture prefabbricate in c.a. e in c.a.p. con strutture prefabbricate in legno e acciaio



Tema molto vasto con ampia Bibliografia su concetti generali e teorici ma mancante di RIFERIMENTI per soluzione casi pratici e singolarità riscontrabili nella pratica tecnica in particolare per il recupero delle strutture esistenti

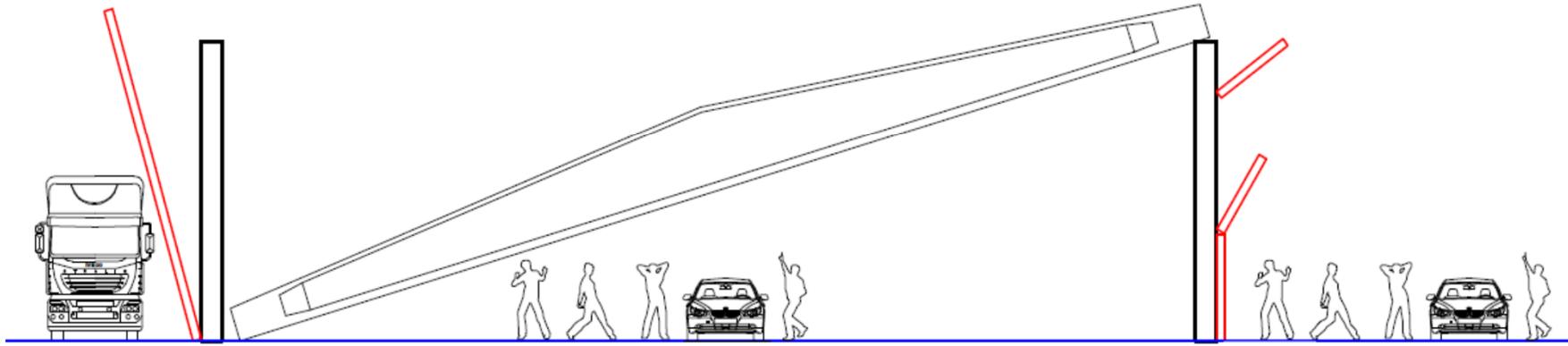
## PRINCIPALI DIFFERENZE STRUTTURE TRADIZIONALI IN C.A. E PREFABBRICATE

- 1) NODI CONTINUI ANCHE SE NON RELIZZATI BENE
- 2) STRUTTURE SECONDARIE FORMATE DA ELEMENTI SCIOLTI CHE HANNO IN GENERE ROTTURE LOCALI E NON GLOBALI.





Criticità delle connessioni sia per strutture portanti sia per strutture secondarie e che comportano **STESSO TIPO DI DANNI**



### 7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati “secondari”. Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell’analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi “secondari” si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

Gli effetti dell’azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1)$$

dove

$F_a$  è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell’elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a$  è il peso dell’elemento;

$S_a$  è l’accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l’elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

$q_a$  è il fattore di struttura dell’elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I.

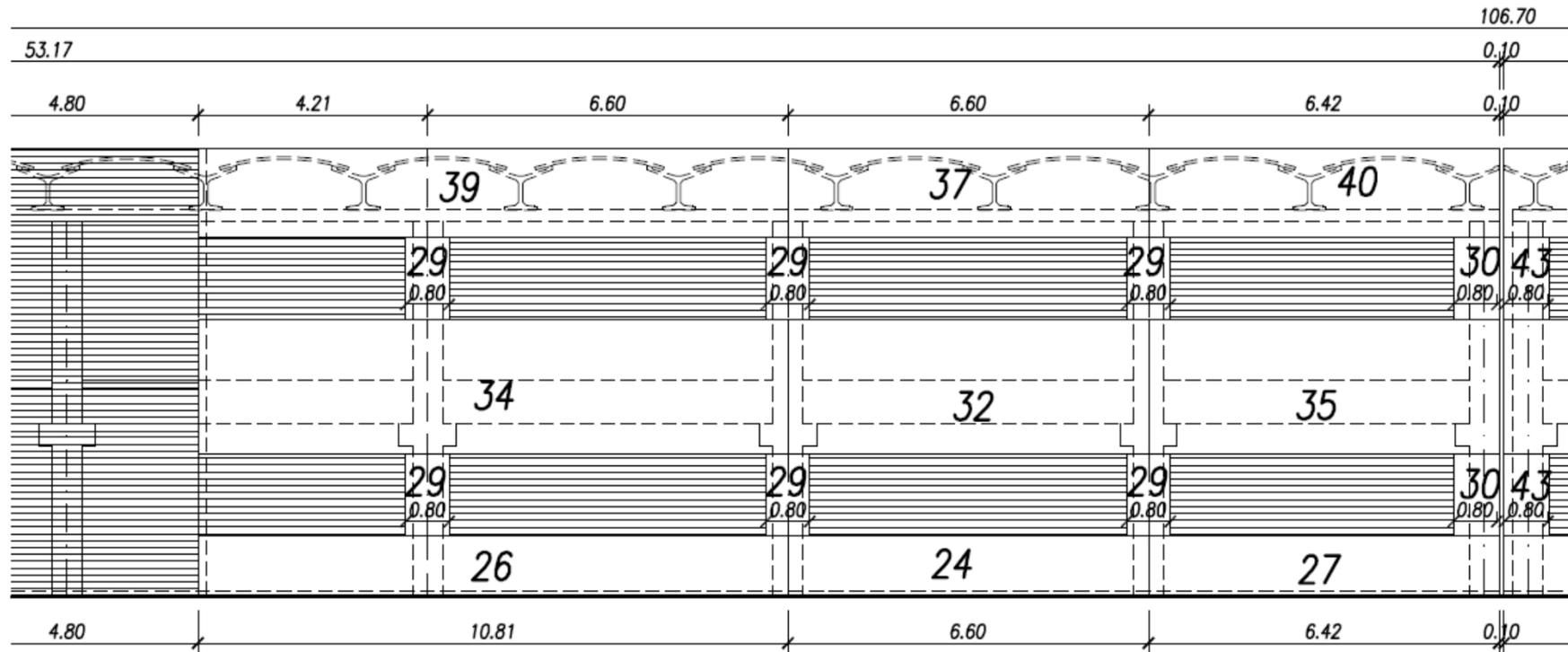
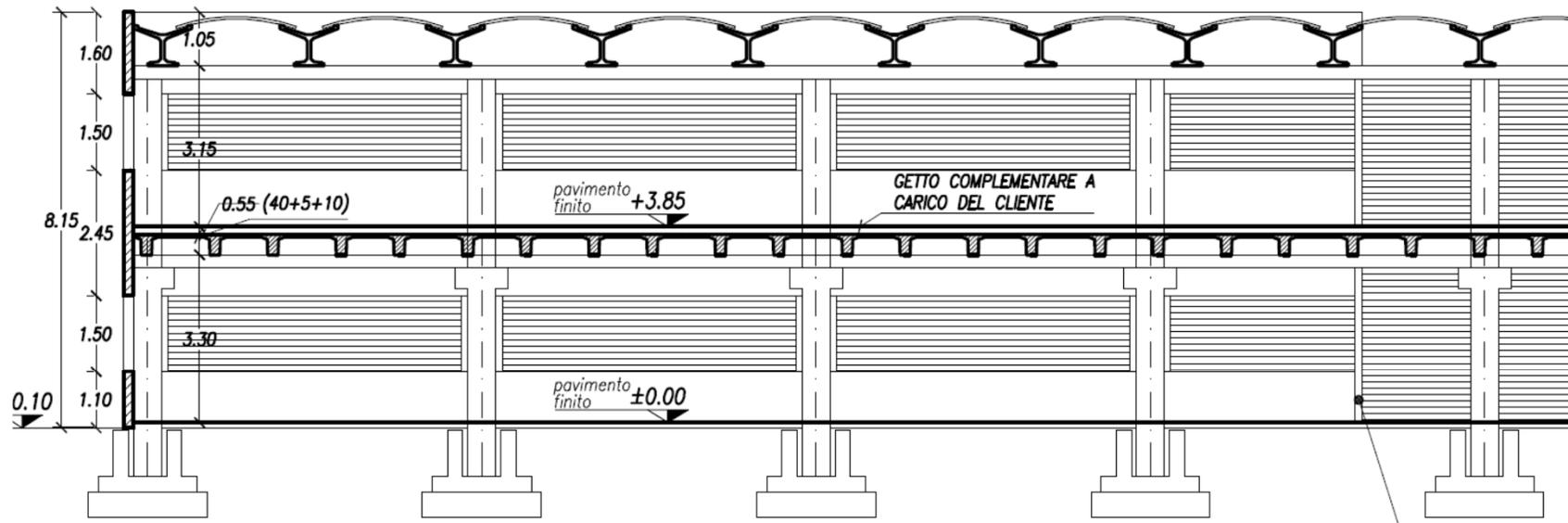
In mancanza di analisi più accurate  $S_a$  può essere calcolato nel seguente modo:

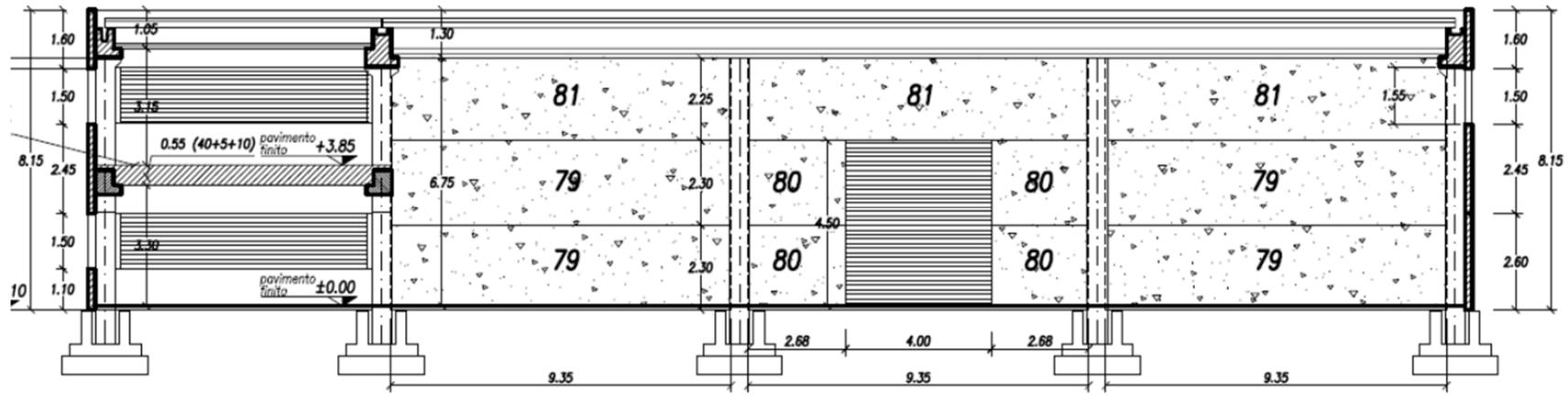
$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

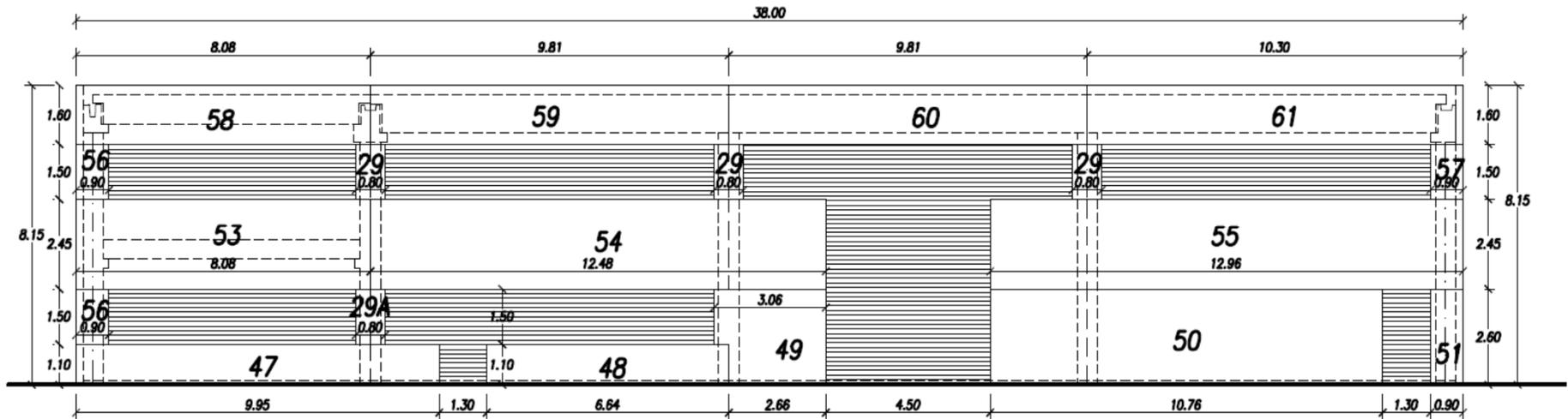
$\alpha$  è il rapporto tra l’accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l’accelerazione di gravità  $g$ ;







SEZIONE "B-B"



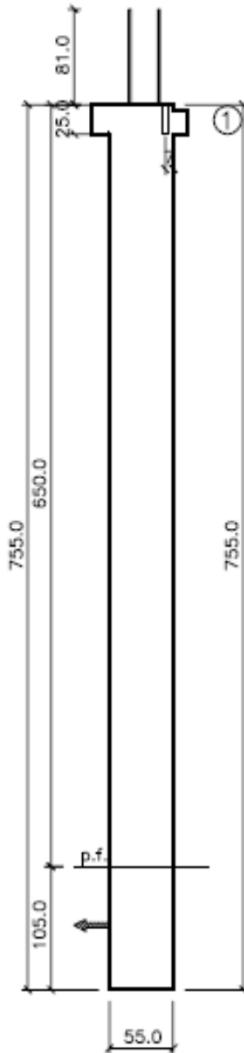
S U D PROSPETTO "B"

- 1) Reperimento documenti di progetto per stabilire il grado di confidenza
- 2) Analisi della struttura condotta con un fattore di struttura  $q=2.4$

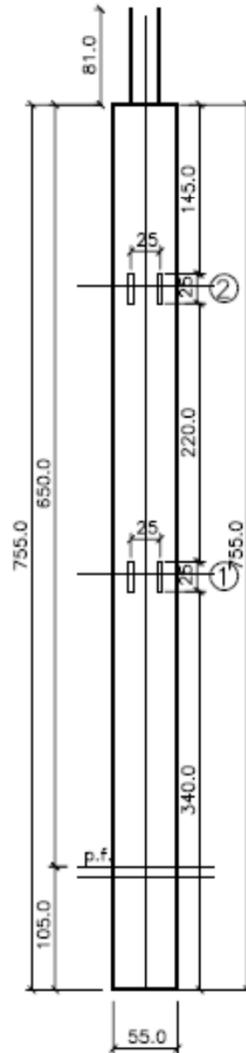
Il risultato dell' analisi evidenzia una capacità flessionale dei pilastri molto prossima alla capacità richiesta per una struttura di nuova costruzione e si potrebbe addirittura prendere in considerazione un adeguamento sismico ma, a causa mancanza di alcuni dettagli costruttivi per garantire il comportamento plastico dei pilastri alla base, in particolare mancanza staffatura minima, si sceglie di eseguire un miglioramento sismico per porre soluzione alla mancanza di efficienza dei collegamenti sia delle strutture principali sia delle strutture secondarie.

L' intervento di miglioramento è necessario anche per risolvere alcune criticità, dove si verificano concentrazioni di irregolarità ed impuntamenti strutturali con interferenza delle strutture secondarie con le strutture principali.

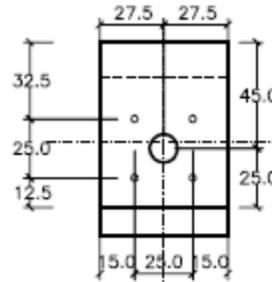
1 UN HFN 25 cm  
 INSERTI VISTA 3



2 DUE HFN 25 cm  
 1 DUE HFN 25 cm  
 INSERTI VISTA 4



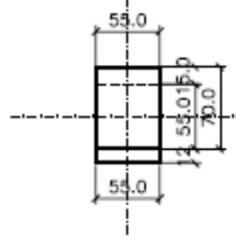
2 4 SPINE  $\phi$  25  
 1 PLUVIALE  $\phi$  120  
 INSERTI SULLA TESTA



TESTA

LATO 2

LATO 3



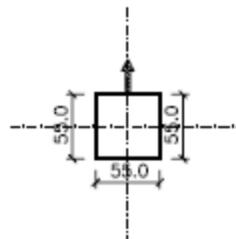
LATO 1

LATO 4

SEZIONE

LATO 2

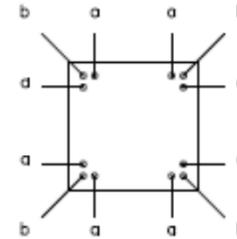
LATO 3



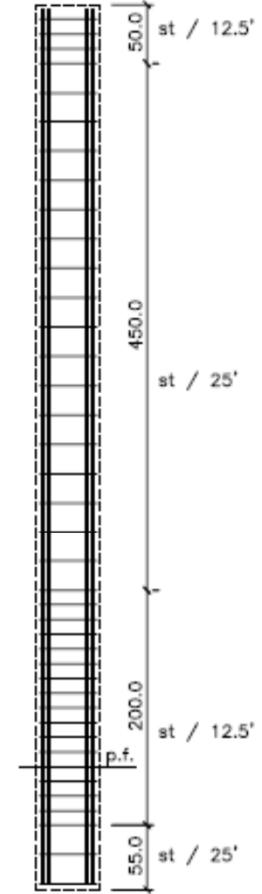
LATO 1

LATO 4

ARMATURA

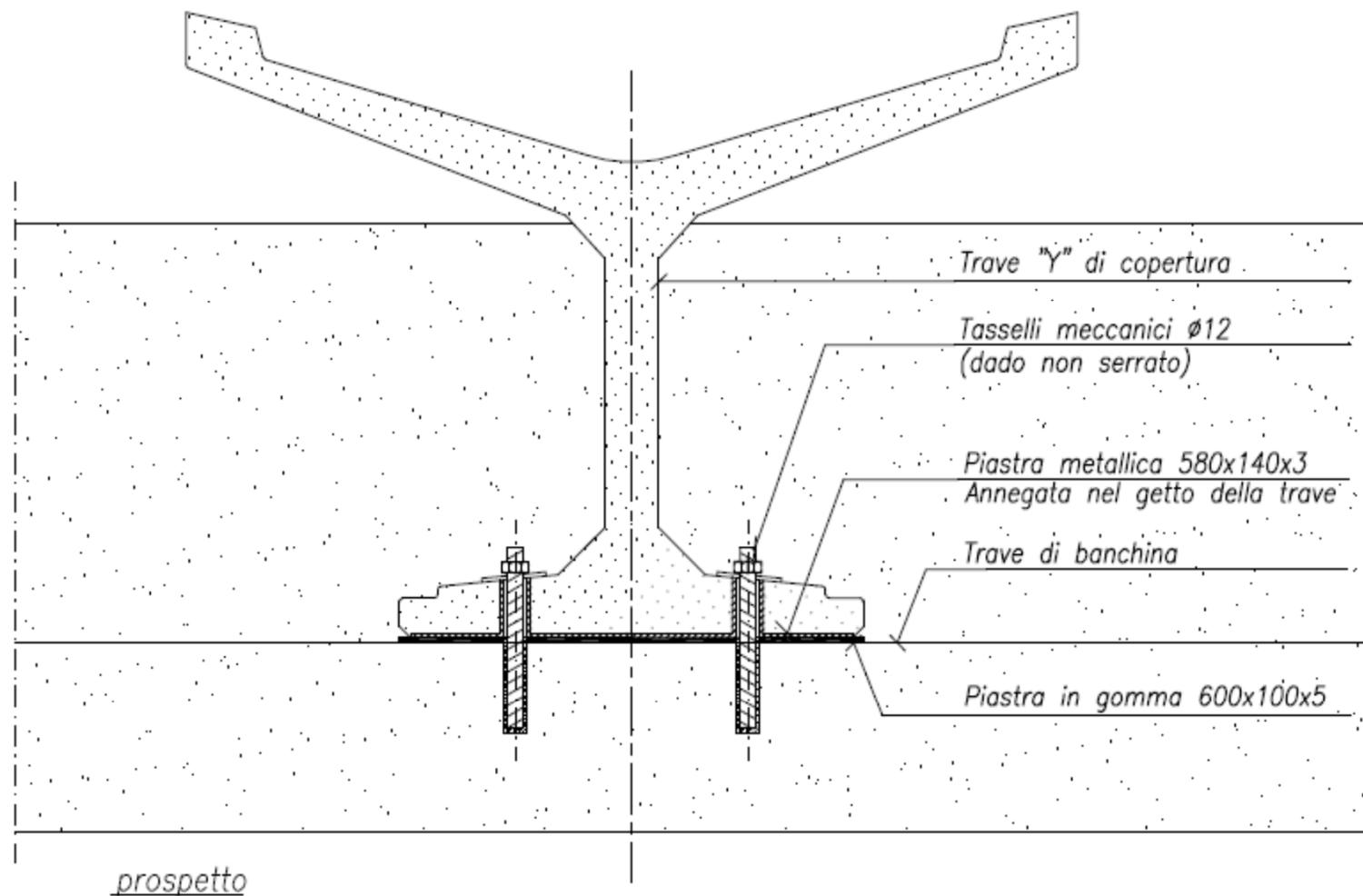


pos	num	sez	lung	peso
a	8	$\phi$ 24	753	218
b	4	$\phi$ 22	400	48

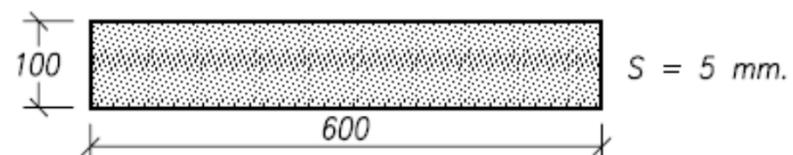


staffe  $\phi$ 5 48x48

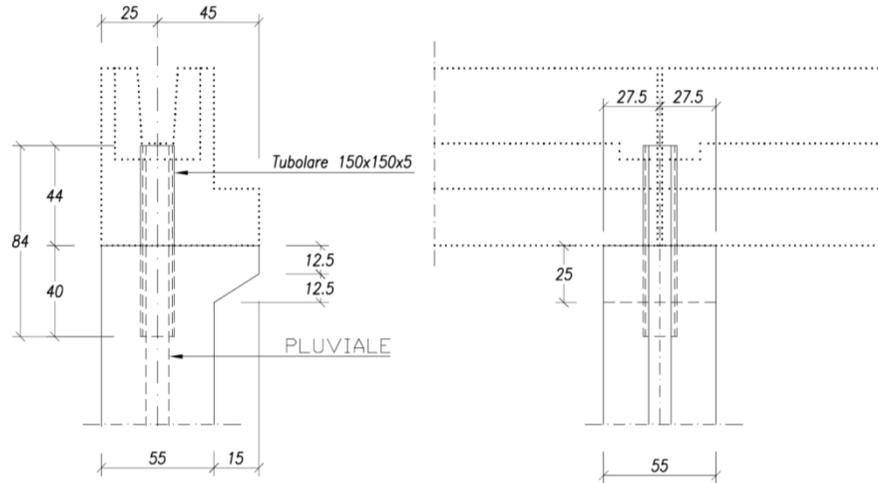
# NODO TRAVE DI COPERTURA-TRAVE DI BANCHINA



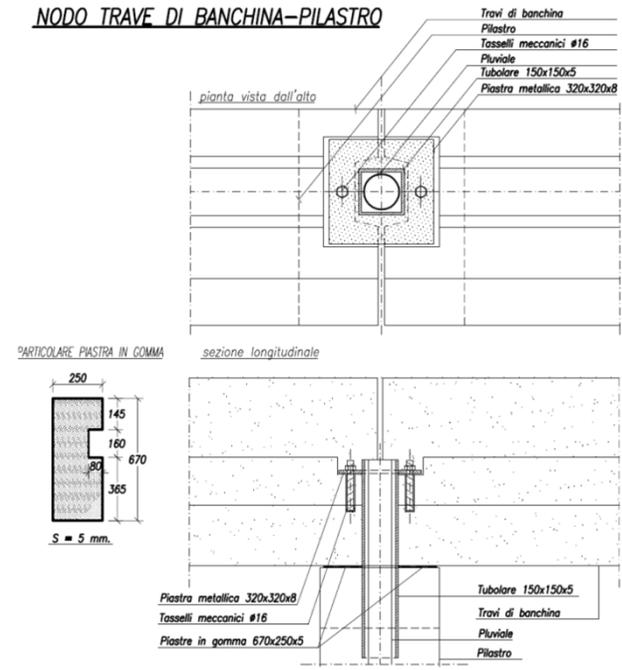
## PARTICOLARE PIASTRA IN GOMMA



### POSIZIONAMENTO TUBOLARE 150x150x5

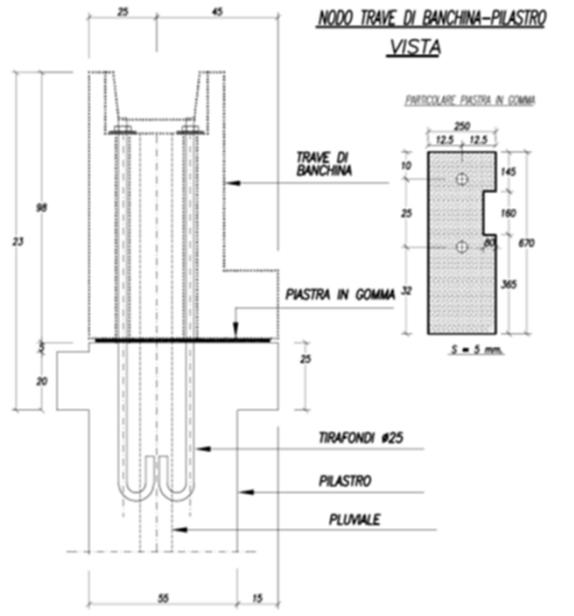


### NODO TRAVE DI BANCHINA-PILASTRO

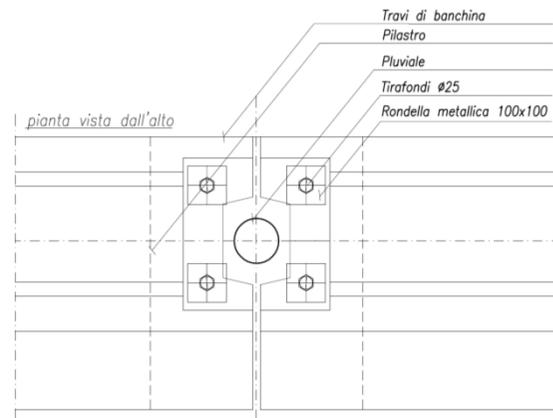


### NODO TRAVE DI BANCHINA-PILASTRO

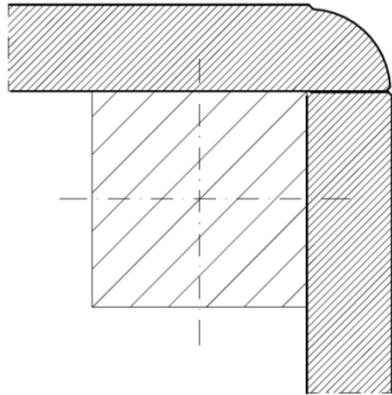
#### VISTA



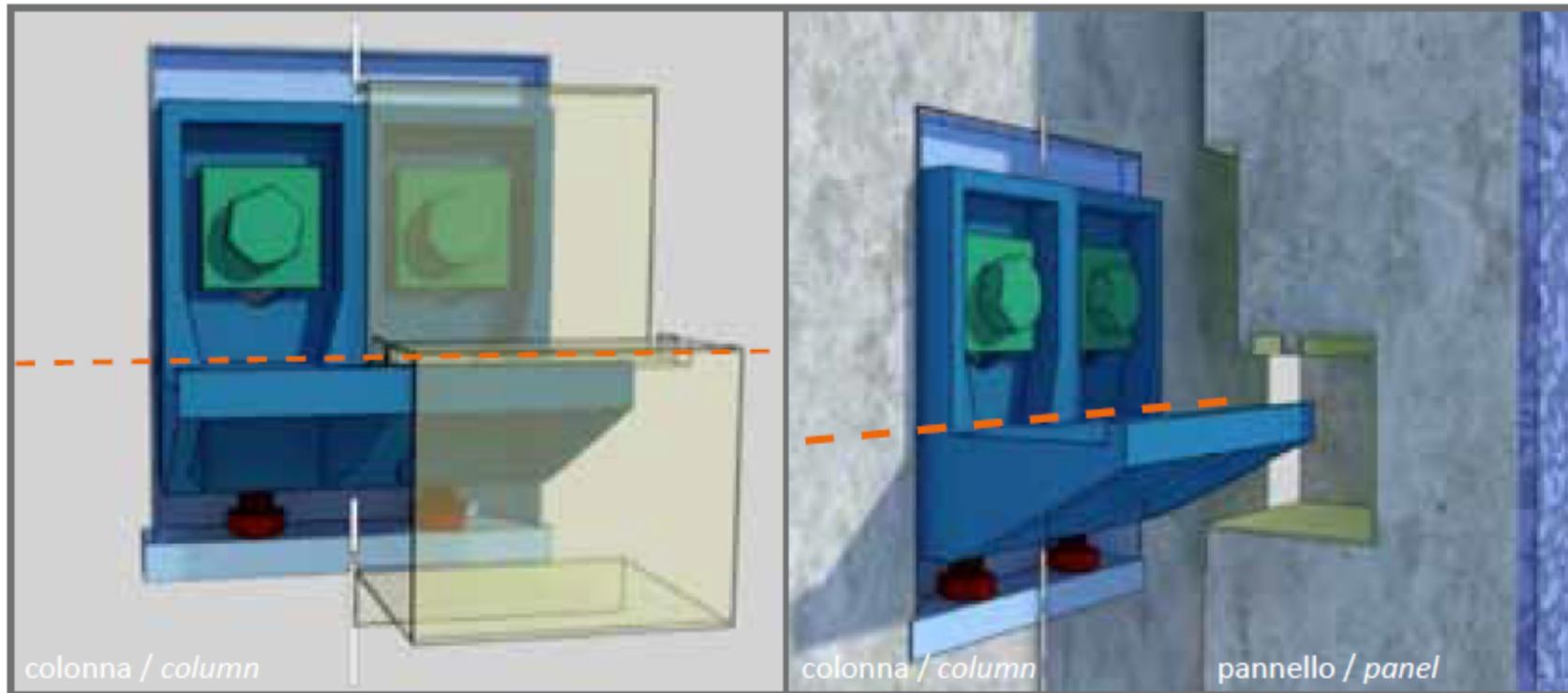
### NODO TRAVE DI BANCHINA-PILASTRO



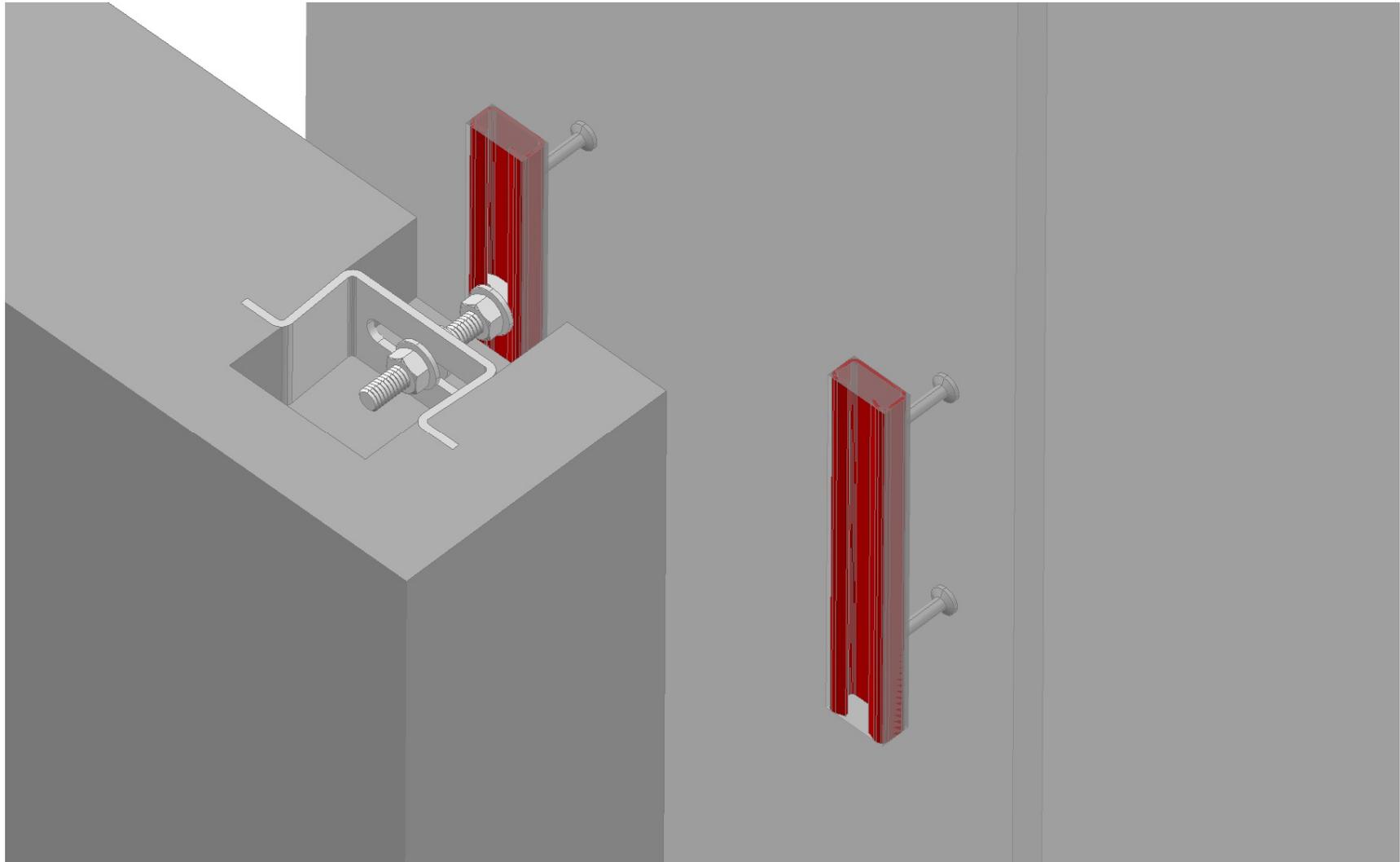
PARTICOLARE ANGOLO PANNELLI

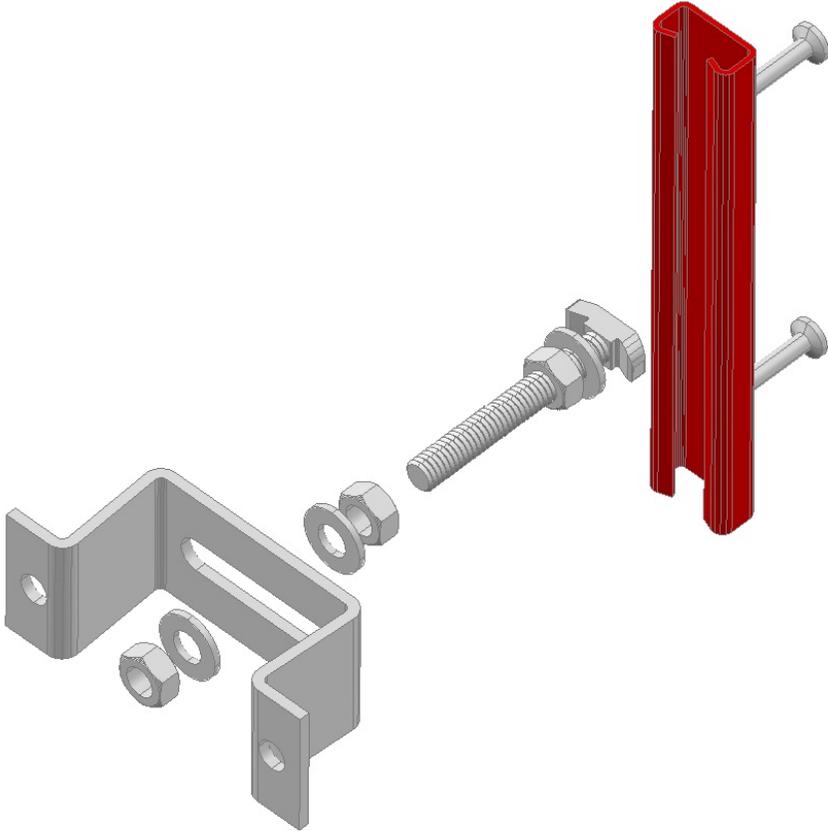


## SISTEMA DI SOSPENSIONE PANNELLI ORIZZONTALI (MENSOLE METALLICHE ALLA BESE DEI PANNELLI)



## SISTEMA DI CONTROVENTO PANNELLI ORIZZONTALI

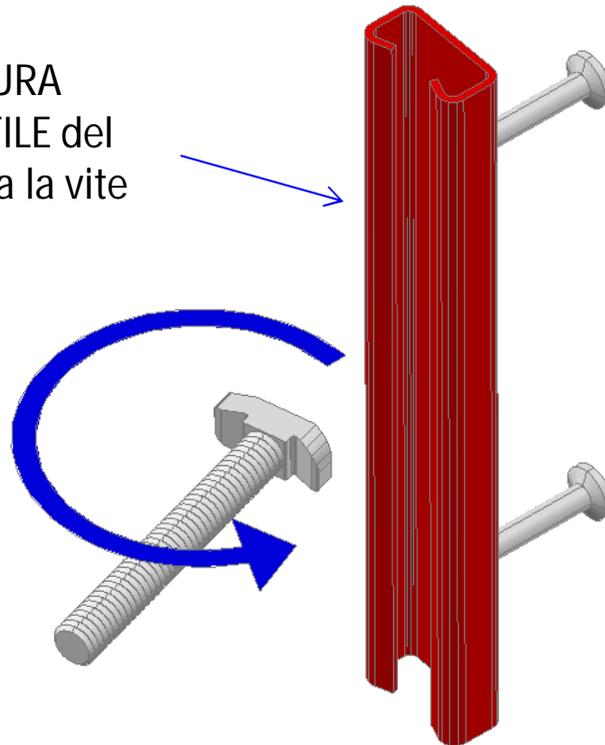




Azione orizzontale Massima = circa 8 kN **(VALUTATA IN CONDIZIONI IDEALI DA PROVA IN LABORATORIO)**

Bassa capacità di assorbire le deformazioni della struttura per impuntamento dovuto alla rotazione della vite e per ridotta dimensione dell' asola (circa 8/9 cm)  
Possibili errori con vite a fondo corso dell' asola già inizialmente dal montaggio

Profilo canale commerciale  
spessore 2 mm  
DEBOLE PER ROTTURA  
LOCALE NON DUTTILE del  
risvolto che incastra la vite  
testa ancora





© ReLUIS 2012



© ReLUIS 2012



© ReLUIS 2012

AZIONI SISMICHE SU PANNELLI DI TAMPONAMENTO		
<b>Comune Civitanova Marche</b>		
$a_g / g$	$\alpha$	0.183
S = coeff. sottosuolo e topografico (prodotto $a_g / g \times S = S_e$ )	S	1.429
Z = quota baricentro elemento secondario	Z	10
H = altezza totale della costruzione dalla fondazione	H	10
$T_a$ = periodo fondamentale elemento secondario	$T_a$	1.00
$T_1$ = periodo fondamentale della costruzione	$T_1$	1.00
fattore di struttura dell' elemento secondario	$q_a$	2
$S_a / q_a$ (accelerazione massima elemento secondario)		<b>0.72</b>
<b>Comune L' aquila</b>		
$a_g / g$	$\alpha$	0.261
S = coeff. sottosuolo e topografico (prodotto $a_g / g \times S = S_e$ )	S	1.330
Z = quota baricentro elemento secondario	Z	10
H = altezza totale della costruzione dalla fondazione	H	10
$T_a$ = periodo fondamentale elemento secondario	$T_a$	1.00
$T_1$ = periodo fondamentale della costruzione	$T_1$	1.00
fattore di struttura dell' elemento secondario	$q_a$	2
$S_a / q_a$ (accelerazione massima elemento secondario)		<b>0.95</b>

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

**A FORESI**  
**F ENGINEERING** Srl.

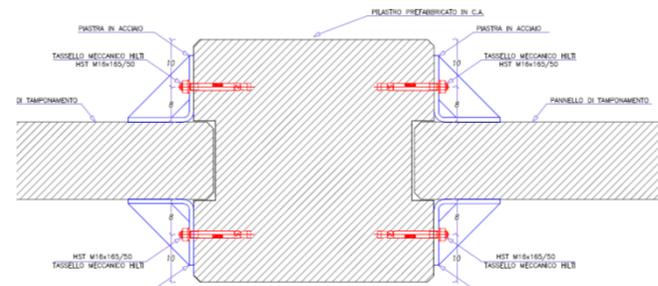
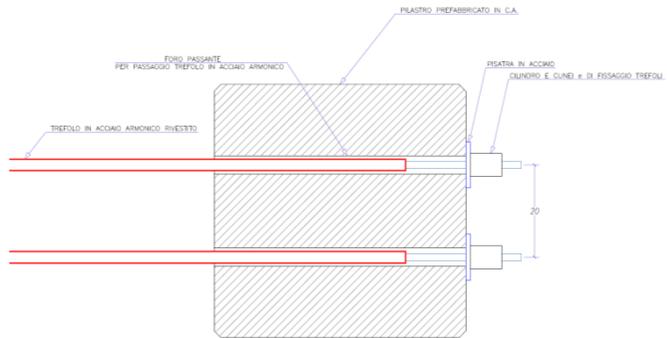
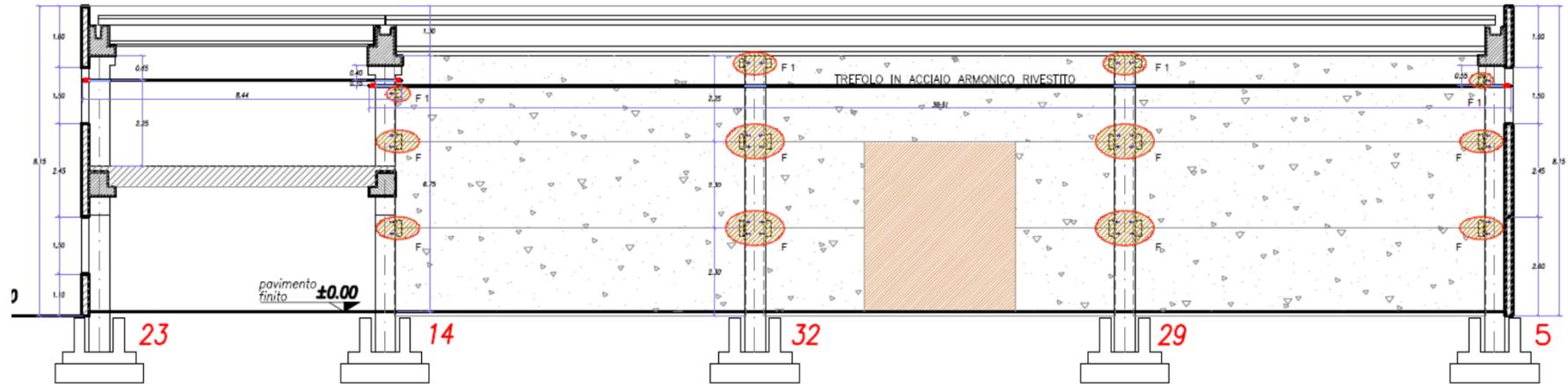




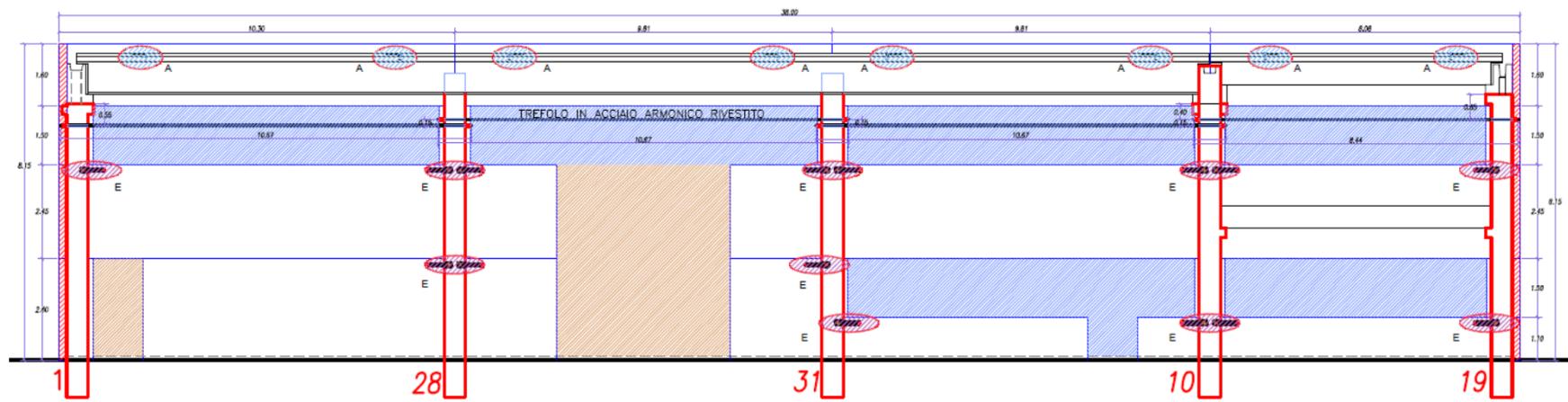
**A FORESI**  
**F ENGINEERING s.r.l.**

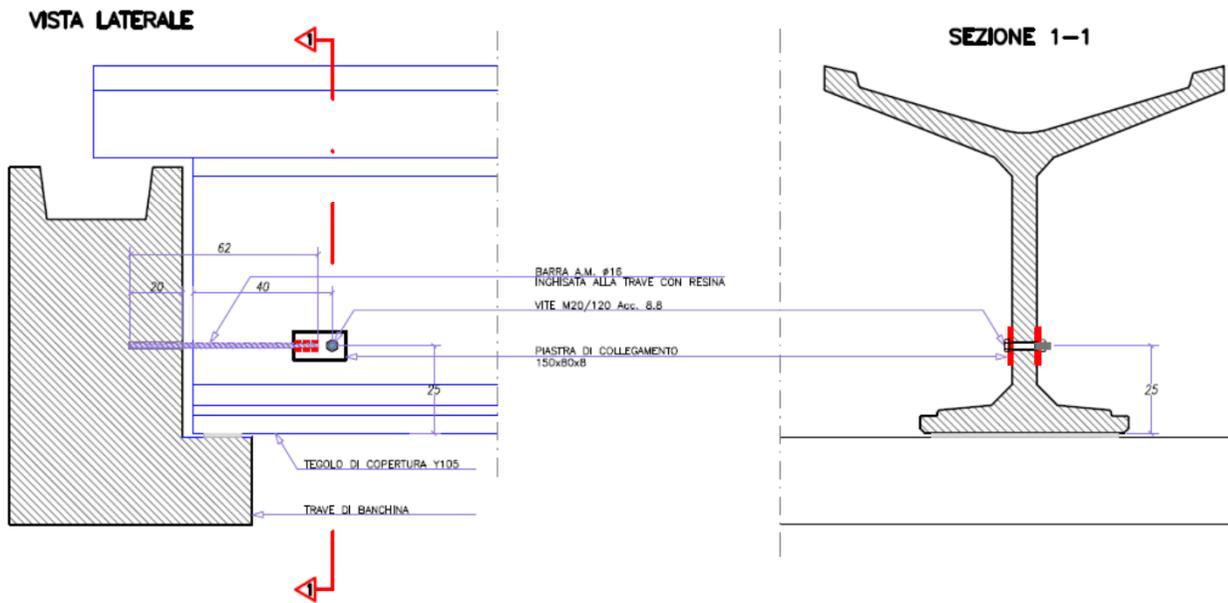
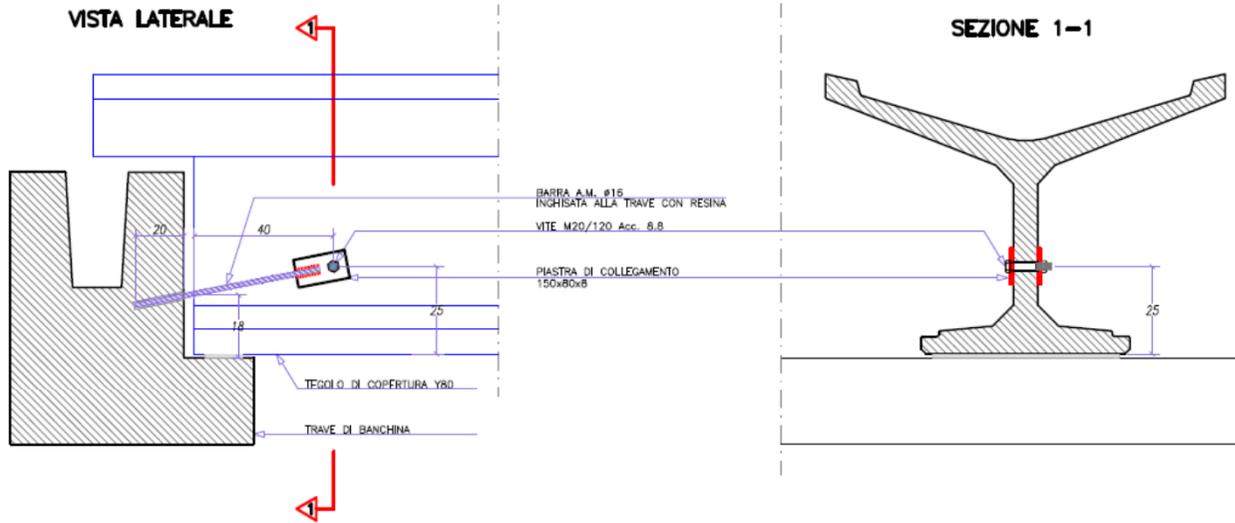
Video 2 minuti con immagini di disegno  
virtuale in 3D che mostrano dettagli  
costruttivi

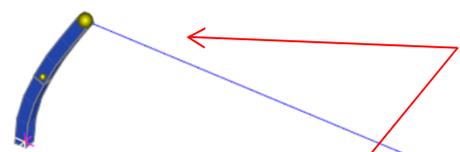
**TELAIO INTERMEDIO**



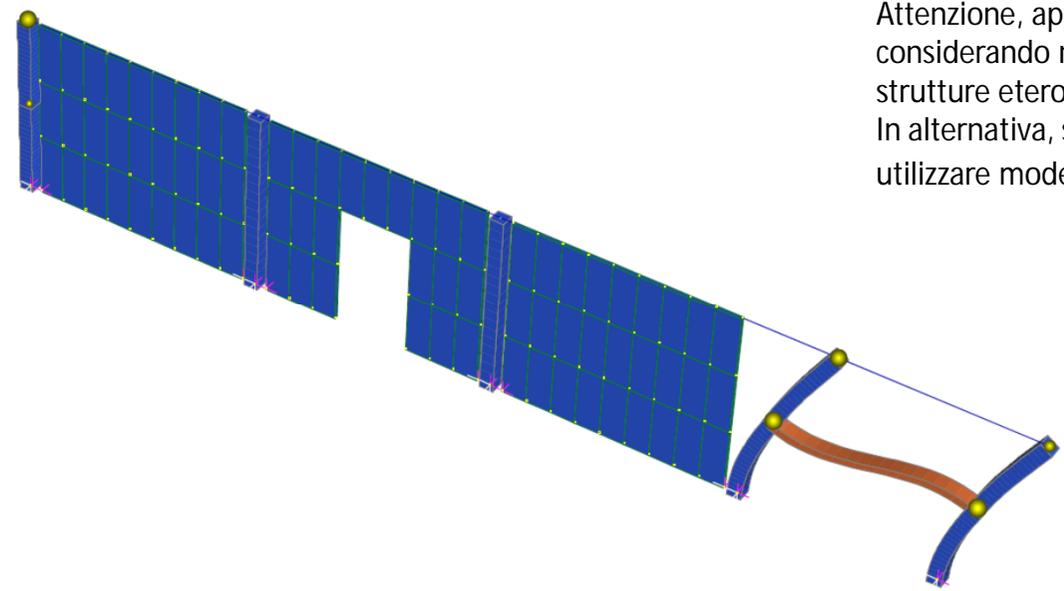
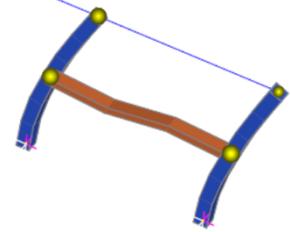
VISTA INTERNA LATO S U D





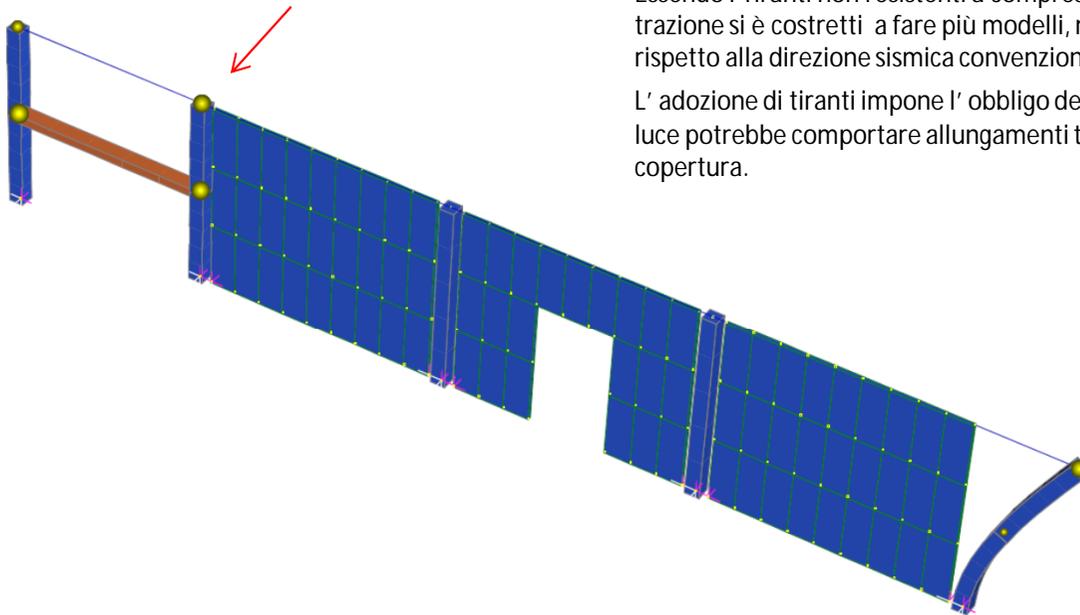


Impuntamento della struttura, per interferenza della tamponatura sulle deformazioni con conseguente **FORTE INCREMENTO** sollecitazione nel collegamento dell' elemento solaio. POTREBBE CAUSARE IL CROLLO DEL MANUFATTO DI COPERTURA.



Attenzione, applicazione gerarchie delle resistenze considerando non i singoli manufatti ma porzioni di strutture eterogenee collegate.  
In alternativa, solo per il calcolo del collegamento, utilizzare modello con fattore di struttura **q=1**





Essendo i Tiranti non resistenti a compressione e l'azione delle pareti non congruente con trazione si è costretti a fare più modelli, magari anche invertendo la posizione dell' edificio rispetto alla direzione sismica convenzionalmente considerata positiva.

L'adozione di tiranti impone l'obbligo della **PRECOMPRESSIONE** in quanto la grande luce potrebbe comportare allungamenti tali da provocare la perdita di appoggio dei manufatti di copertura.

Impuntamento della struttura, per interferenza della tamponatura sulle deformazioni con conseguente **FORTE INCREMENTO** sollecitazione nel collegamento dell' elemento solaio. POTREBBE CAUSARE IL CROLLO DEL MANUFATTO DI COPERTURA.

F sismica (ricavata da modello strutturale con fattore di struttura  $q=1$ )  
Tensione massima nei tiranti per azioni sismica:

$$\sigma_{\text{azione sismica}} = F_{\text{sismica}} / (\text{Area tirante})$$

Pretensione da applicare ai tiranti:

Essendo i tiranti molto lunghi occorre controllare con una leggera pretensione che le deformazioni siano compatibili con le dimensioni degli appoggi dei manufatti.

$$\epsilon_{\text{azione sismica}} = \sigma_{\text{azione sismica}} / E_{\text{acciaio armonico}}$$

$$\Delta l = \epsilon_{\text{azione sismica}} \times L_{\text{tirante}}$$

Volendo limitare la deformazione a un valore massimo di  $\Delta l$  massimo ammesso dovrà applicarsi una precompressione di:

$$\sigma_{\text{precompressione}} = (\Delta l - \Delta l_{\text{massimo ammesso}}) / L_{\text{tirante}} \times E_{\text{acciaio armonico}}$$

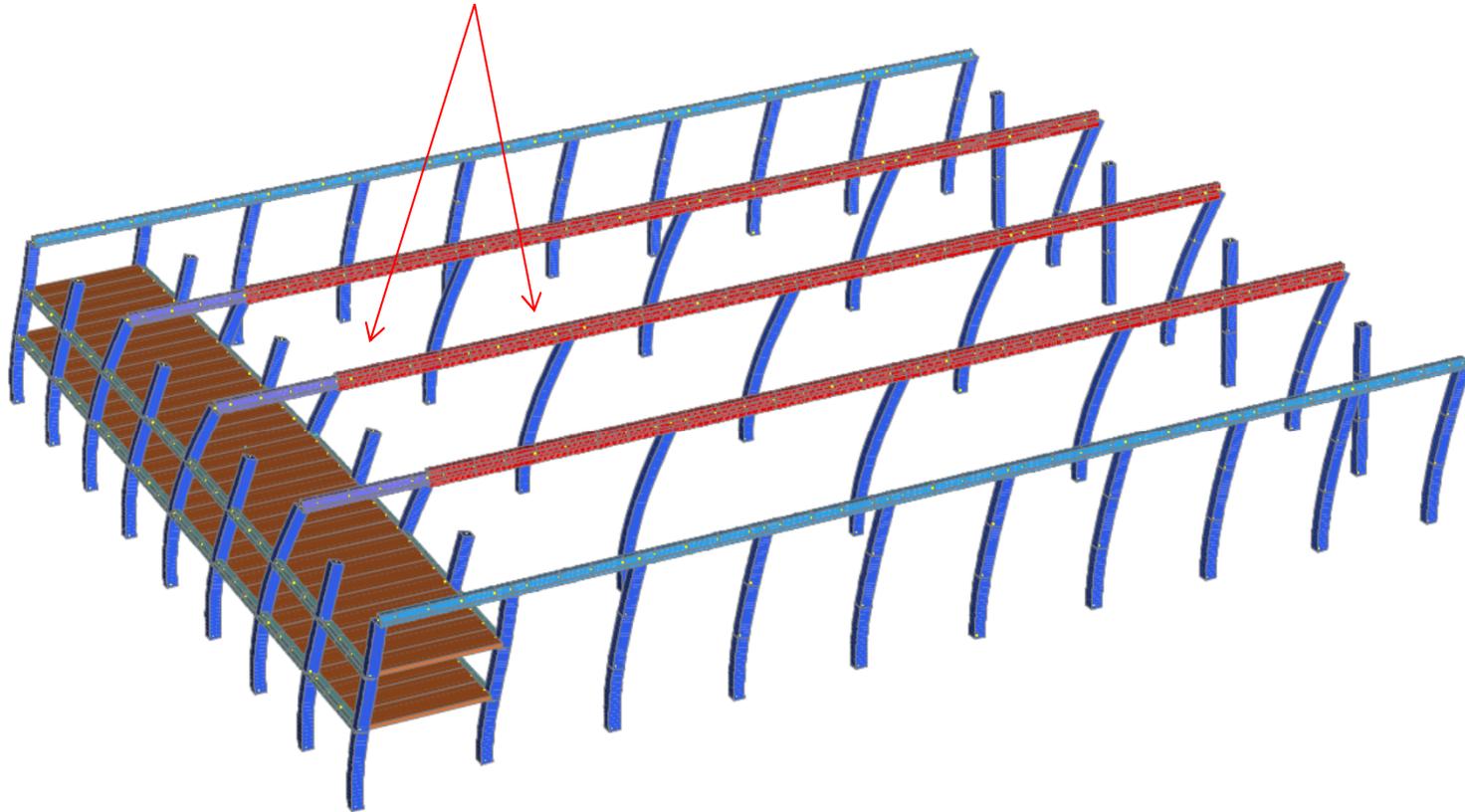
$$\sigma_{\text{max tiranti}} = \sigma_{\text{azione sismica}} + \sigma_{\text{precompressione}}$$

Questa tensione deve essere minore della tensione di rottura dei trefoli opportunamente ridotta con un valore  $\gamma_M = 1.40$

Per tener conto delle cadute di tensione si aumenta con opportuno coefficiente amplificativo la tensione  $\sigma_{\text{precompressione}}$  considerando le cadute di tensione per effetti viscosi del cls e per effetto di rilassamento dell' acciaio.



## ESEMPI DI SINGOLARITA' DOVE CI SONO CONCENTRAZIONI DI IRREGOLARITA'

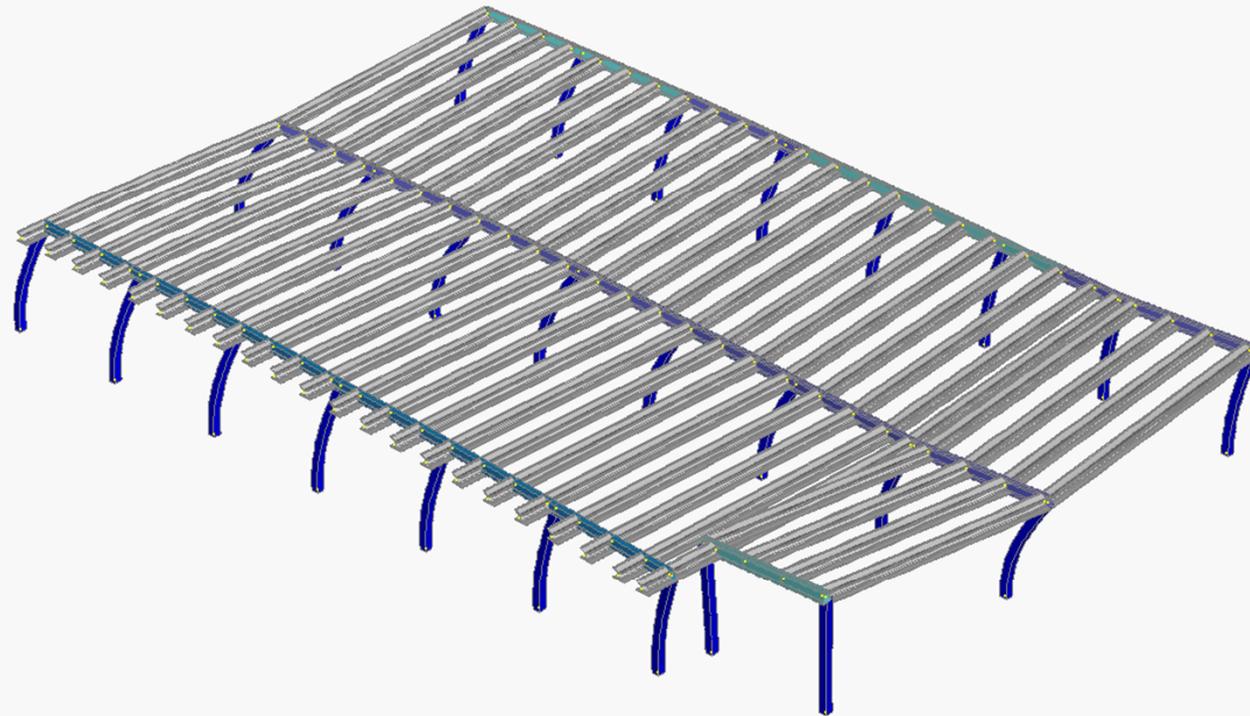


z

In questo caso la gerarchia delle resistenze applicata alla progettazione della connessione delle travi deve interessare, non il singolo pilastro, ma tutti i pilastri che devono rispettare la congruenza degli spostamenti con le estremità delle singole travi.

Anche in questo caso può risultare conveniente adottare un modello di calcolo con fattore di struttura  $q=1$  solo ai fini della calcolo delle connessioni.

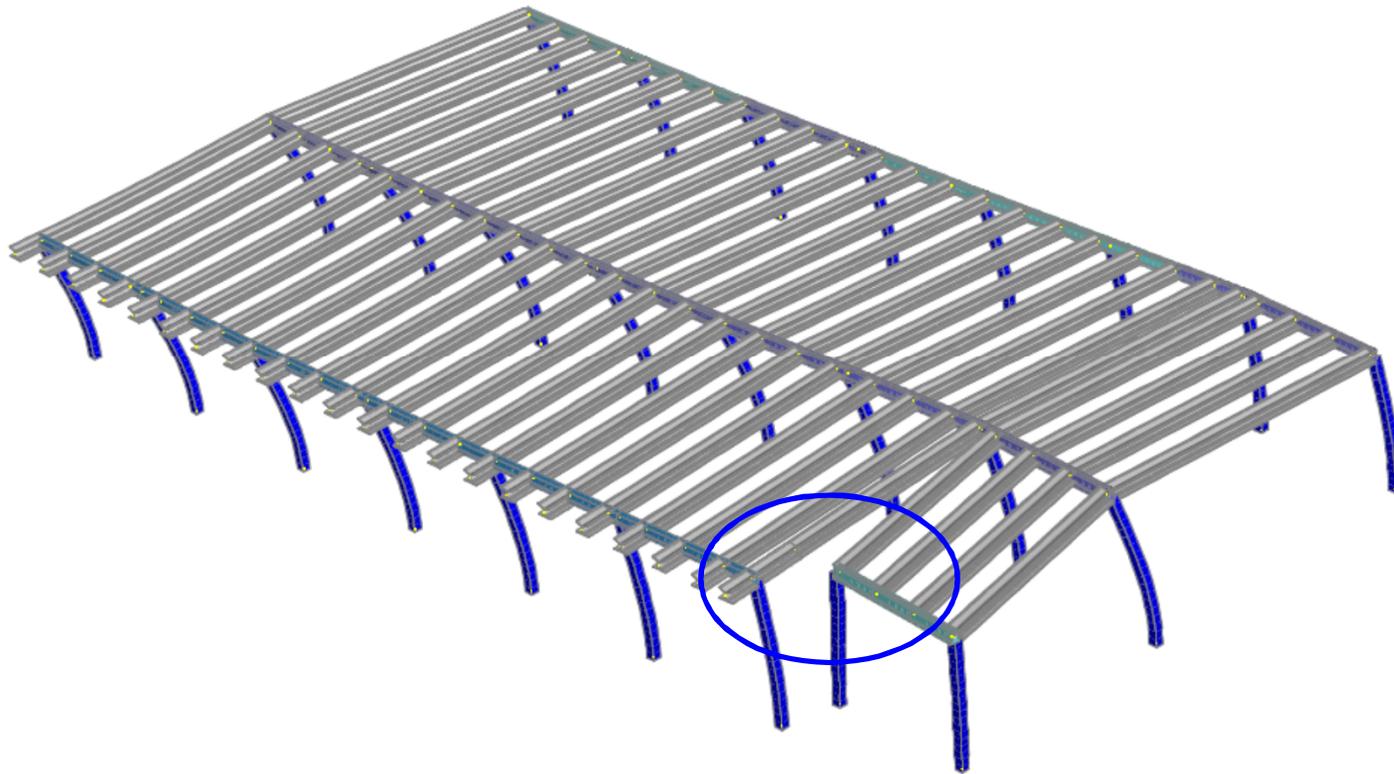
## ESEMPI DI SINGOLARITA' DOVE CI SONO CONCENTRAZIONI DI IRREGOLARITA'



Mode 2: 0.549671 Hz (-59,-3,-45)

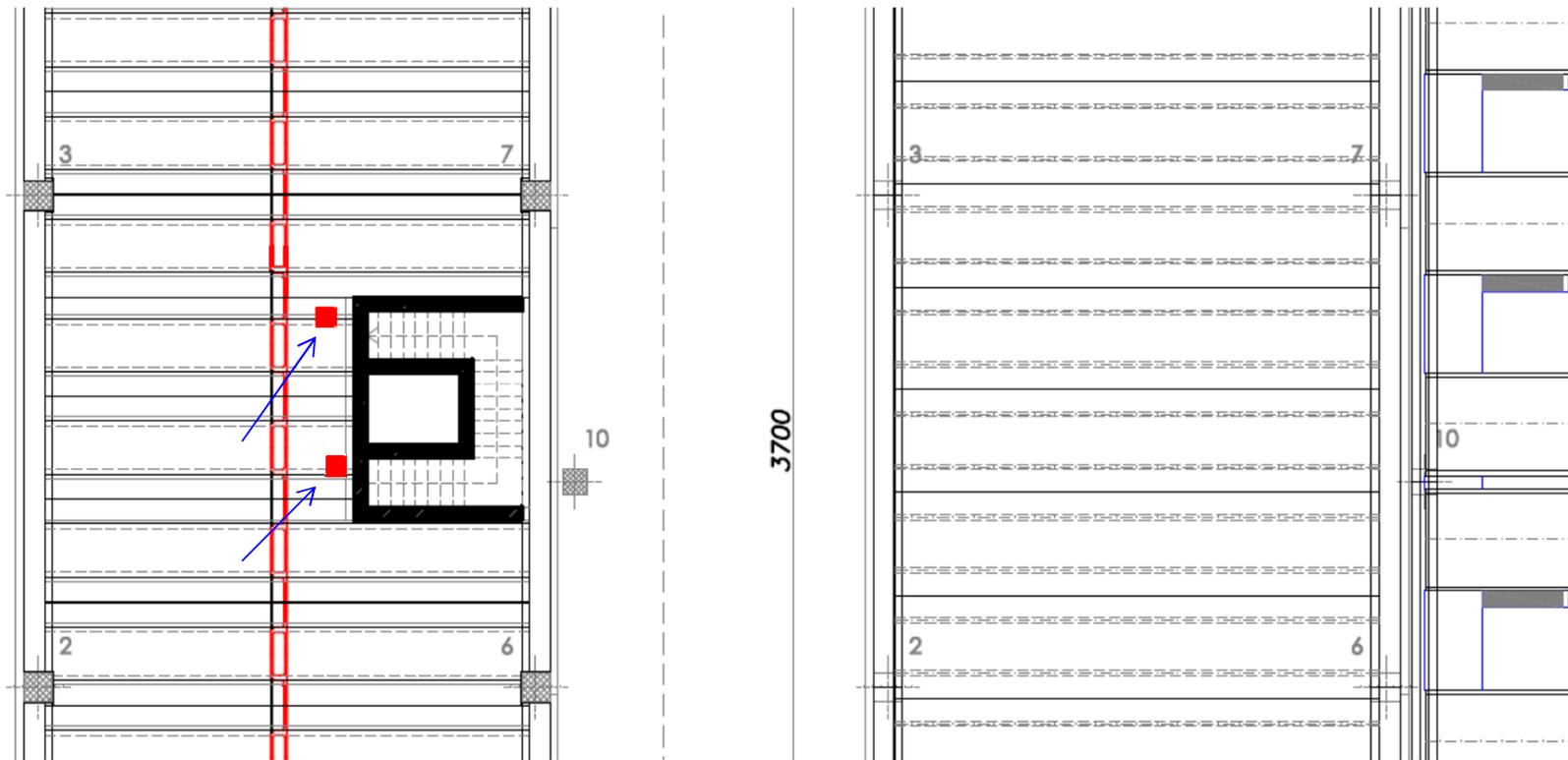


## ESEMPI DI SINGOLARITA' DOVE CI SONO CONCENTRAZIONI DI IRREGOLARITA'



L'irregolarità riguarda la discontinuità tra due elementi di copertura.  
In questo caso non bisogna cercare di connettere i due manufatti, perché le forze che si generano sono comunque molto alte e non compatibili con spessori di solaio che possono essere molto esigui circa 5/6 cm. La soluzione è quella di avvicinare i manufatti tenendoli a una distanza tale che non ci siano martellamenti, completando la copertura con scossaline metalliche di pochi decimi di mm in modo che anche dopo eventuali strappi le connessioni tengano il tutto sospeso e connesso.

## ESEMPI DI SINGOLARITA' DOVE CI SONO CONCENTRAZIONI DI IRREGOLARITA'



L'irregolarità riguarda la presenza di muri per la realizzazione sia dei vani scala sia dei vani ascensore. I manufatti che appoggiano sulle mensole dei muri, a seguito dell'impuntamento delle strutture tendono a uscire dalle sedi di appoggio sia dal lato del vano scala sia dal lato opposto delle travi. Una soluzione radicale in questo caso è quella di sostituire gli appoggi continui dei muri con montanti in acciaio, questi essendo molto duttili e resistenti, non solo non interferiscono significativamente con la rigidezza delle strutture principali ma garantiscono la capacità rispetto ai carichi verticali anche in caso di grandi spostamenti. Ovviamente bisogna poi lasciare un congruo giunto progettato in modo da evitare martellamenti dannosi e conseguenti gravi perdite di appoggio dei manufatti.

## INTEGRAZIONE STRUTTURE PREFABBRICATE IN C.A. E C.A.P. CON STRUTTURE IN LEGNO E IN ACCIAIO

Molto importante è individuare lo schema sismo-resistente per assegnare il corretto fattore di struttura.

Nel caso della struttura di questo edificio si è posta molta attenzione progettuale in modo che le strutture in legno sono controventate in modo autonomo in ogni direzione e scaricano sui pilastri solo azioni verticali e di taglio.

In particolare dal un lato cerniera e da un lato carrello con schema a pilastri isostatici

RESPONSABILITA' PROFESSIONALI ASSUNTE DA  
DIREZIONE DEI LOVARI

CERTIFICATO DI CORRETTO MONTAGGIO O CORRETTA  
POSA IN OPERA

GRAZIE PER LA CORTESE ATTENZIONE