

# Sulla risposta sismica di strutture in PFRP: il caso della copertura della Chiesa di S.M. Paganica a L'Aquila - Parte II: la struttura

S. Russo<sup>1</sup> ■

## Sommario

Lo studio illustra i criteri di progettazione sismica di una struttura in composito fibrorinforzato pultruso (PFRP, pultruded-fiber reinforced polymer) – una delle più grandi al mondo nel campo dell'ingegneria civile – utilizzata quale copertura temporanea della chiesa di Santa Maria Paganica a L'Aquila, colpita dal terremoto del 6/4/09. La ricerca, che segue la Parte I dedicata al materiale, è dedicata all'analisi del comportamento della struttura rispetto all'azione sismica

ed al rischio di instabilità locali e globali, ciò in assenza di normative tecniche specifiche. In tal senso si sono assunte quale riferimento le NTC08 e gli spettri del DM 14/9/2005. La struttura è di tipo reticolare-spaziale, costituita da aste e piatti in PFRP. Le connessioni della struttura - che copre una superficie di oltre 600 mq e raggiunge un'altezza di 22 m per un peso complessivo di soli 62.5 kN - sono realizzate con bulloni in acciaio; le fondazioni sono di tipo superficiale in calcestruzzo armato.

## 1. Introduzione

Lo studio descrive i criteri di progettazione in zona sismica di una struttura reticolare spaziale in PFRP, composito fibrorinforzato pultruso - una delle più grandi al mondo realizzate nel settore dell'ingegneria civile - avente funzione di copertura temporanea della chiesa di S.M. Paganica a L'Aquila colpita dal terremoto del 6/4/09. La struttura, realizzata in una zona ad elevato rischio sismico, è stata progettata senza il supporto di normative tecniche specifiche, prendendo quale riferimento le NTC08 e gli spettri del DM 14/9/2005. A livello internazionale esistono già codici e procedure di calcolo specifici per strutture in PFRP, ASCE (1984), CNR-DT (2007), Bank (2006) ed Eurocomp (1996) - quest'ultimo mutua dagli eurocodici l'approccio di calcolo agli stati limite - ma si limitano all'analisi della risposta strutturale in campo statico. Più in generale le NTC08, così come gli OPCM 3431 e 3274, evidenziano i limiti d'impiego dei materiali caratterizzati da comportamento elasto-fragile, come i materiali FRP, in zone a rischio sismico. La realizzazione oggetto di studio permette dunque di iniziare ad impostare i primi ragionamenti su possibili procedure di *capacity design* calibrate più specificatamente sulla legge costitutiva del materiale PFRP, sul suo comportamento anisotropo, e sulle tipologie strutturali con esso realizzabili. L'area attualmente coperta dalla struttura spaziale

reticolare in PFRP è pari a 600 m<sup>2</sup> (Figura 1). Essa è caratterizzata dalla presenza di 11 portali reticolari, tra loro controventati, ad interasse di 3 m, (Figura 2), con una unica copertura a falda asimmetrica che tiene conto delle diverse quote delle strutture murarie collassate (il dettaglio è indicato in Figura 3). La costruzione in PFRP – strutturalmente indipendente dal manufatto storico - nasce quale copertura temporanea in grado di resistere all'azione di neve, vento e sisma, anche se progetto strutturale e dimensionamento sono stati condotti come se si trattasse di una copertura a carattere permanente, considerando la stima, certamente non contenuta, dei tempi di ricostruzione. La struttura in PFRP è stata ideata per costituire essa stessa il telaio di supporto alle future fasi di ricostruzione in quota di volte, cupola e murature. Le foto delle Figure 1 e 2 evidenziano le caratteristiche complessive del telaio spaziale visto rispettivamente dall'esterno e dall'interno della chiesa. La struttura è provvista di fondazioni superficiali in calcestruzzo armato continue in corrispondenza dei pilastri con interposto geo tessuto che preserva la sottostante pavimentazione storica. Le connessioni sono realizzate con bullonatura in acciaio ad alta resistenza, tutti gli elementi strutturali sono costituiti da elementi in composito fibrorinforzato con rinforzo in fibra di vetro; i profili sono prodotti a mezzo di tecnica di pultrusione, le piastre a mezzo di tec-

<sup>1</sup> Professore associato di Tecnica delle Costruzioni, Università Iuav di Venezia - ✉ russo@iuav.it

nica di stampaggio. I due pilastri di ogni portale al piede sono collegati a terra da due barre di rinforzo per c.a. con diametro 20 mm al fine di raccogliere la sollecitazione di taglio dovuta alla

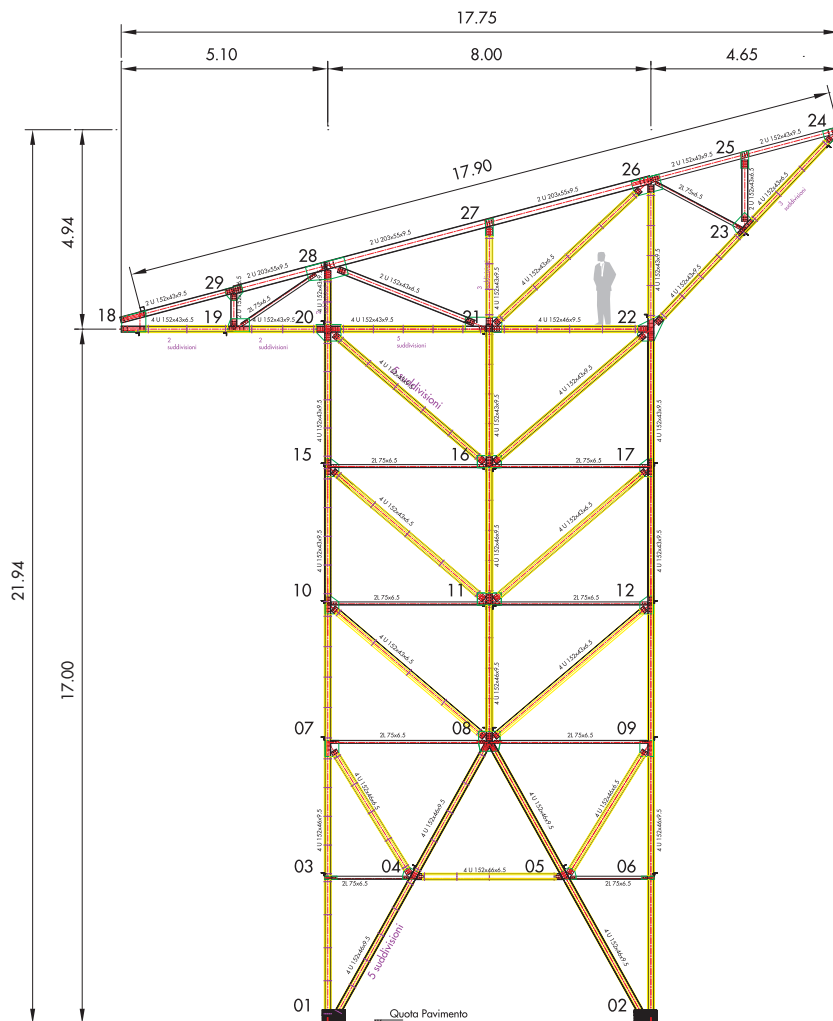
spinta laterale prodotta dalle aste composte inclinate. I due pilastri di ogni portale al piede sono collegati a terra da due barre di rinforzo per c.a. con diametro 20 mm. Il collegamento trasversale



Figura 1  
Vista della Chiesa di S.M. Paganica e della struttura spaziale di copertura in PFRP.

Figura 2  
Vista dall'interno della struttura in PFRP con, sullo sfondo, il crollo della cupola e parte delle macerie.

Figura 3  
Particolari costruttivi e strutturali del singolo portale in PFRP.



fra i plinti di ogni portale, è stato realizzato al fine di raccogliere la sollecitazione di taglio dovuta alla spinta laterale prodotta dalle aste composte inclinate. La larghezza di ogni portale è pari ad 8 m, la lunghezza dell'intera struttura è di 33 m. La struttura è alta al colmo 22.5 m. Ogni asta del singolo portale - tranne la struttura capriata - è composta dall'assemblaggio di 4 profili in PFRP con sezione a "C" 152 x 45 x 9.5 mm, (Figura 21). La scelta della singola sezione strutturale è stata dettata dai tempi stretti di esecuzione e per questo sono stati utilizzati solo i profili immediatamente disponibili. Le tipologie di profili impiegate sono 4; il diametro dei bulloni in acciaio impiegati per le unioni è pari a 14 mm. La struttura spaziale è estremamente leggera per cui il peso totale - che copre un volume di riferimento

pari a circa 7000 m<sup>3</sup> - è di soli 62.52 kN (senza le fondazioni in c.a.), pari al peso di una semplice soletta quadrata in calcestruzzo armato di spessore 16 cm e lato di 4 m; complessivamente sono stati impiegati 13500 bulloni in acciaio. L'estrema leggerezza dei profili in PFRP ha reso possibile un'impostazione del cantiere rispettosa della vulnerabilità delle murature già lesionate, agevolando peraltro le squadre di montaggio nella movimentazione. Alcune lavorazioni, tagli e forature dei profili pultrusi, sono state eseguiti in cantiere a conferma della notevole lavorabilità del materiale PFRP. In Figura 3 è illustrato il disegno esecutivo strutturale di uno degli 11 portali simmetrici pultrusi bullonati che compongono l'intera struttura, comprensivo della capriata di copertura.

## 2. Impostazione dell'analisi strutturale

La struttura è stata dimensionata con il metodo di calcolo agli stati limite in campo elastico lineare considerando le combinazioni di carico dovute alla presenza di vento, neve e sisma, definendo l'azione sismica secondo le NTC08 in funzione della zonazione. Il lavoro di ricerca si sofferma in particolare sui dettagli di calcolo che hanno determinato l'approccio alla progettazione strutturale anche considerando che lo stato attuale delle ricerche di settore non consente di definire né un fattore di struttura calibrato sulle caratteristiche effettive del materiale e la tipologia strutturale proposta, né un coefficiente di smorzamento. Nel calcolo sono state per questo operate alcune correzioni a favore di sicurezza, determinate dall'assenza di dati e di ricerche approfondite, soprattutto nell'adozione di alcuni coefficienti che definiscono lo spettro elastico di progetto utilizzato per il quale si è fatto riferimento al DM 14/9/2005. Considerando le caratteristiche spaziali della struttura si sono assunti coefficienti mutuati da strutture spaziali in acciaio assimilabili per il tipo di controventi adottati.

Con particolare attenzione sono state valutate le complessità connesse alla vulnerabilità del materiale PFRP rispetto ai fenomeni del secondo ordine che interessano le aste compresse e all'influenza della legge costitutiva del materiale di tipo elastofragile. In tal senso si è considerata a favore di sicurezza la non linearità geometrica effettuando l'analisi di buckling su una configurazione di struttura iniziale che in realtà era assunta già deformata dall'effetto dei pesi propri.

Più in generale l'elevata deformabilità e la leggerezza complessiva hanno condizionato l'entità della massa partecipante e la risposta dell'azione

sismica da essa direttamente influenzata. Con riferimento ai benefici in ambito sismico connessi all'elevata deformabilità si segnala la sensibile riduzione delle sollecitazioni di taglio indotte dall'azione sismica anche rispetto a strutture equivalenti in acciaio, come già evidenziato da Russo e Silvestri (2008) per strutture a telaio di tipo tradizionale. Il calcolo delle connessioni è stato affrontato con un approccio totalmente diverso rispetto alle tradizionali connessioni in quanto caratterizzate dall'unione fra bulloni di acciaio e profili pultrusi e piatti stampati in FRP che sottendono una nuova gerarchia delle resistenze. Appare infatti evidente come il meccanismo di crisi del nodo pultruso-acciaio sia quasi integralmente a carico del materiale pultruso e non dei bulloni in acciaio, sensibilmente più rigidi, come già evidenziato da Mottram et al. (1999). Il progetto dei nodi ha tenuto conto delle modalità di collasso per taglio e rifollamento dei profili considerando altresì che l'assenza di plasticità del materiale pultruso ha condizionato la progettazione dei fori per numero e configurazione.

Il calcolo allo stato limite ultimo è stato condotto tenendo conto dei fenomeni del secondo ordine interessanti le aste compresse. Nella verifica si è utilizzato il massimo valore di carico derivante dall'analisi agli SLU. La ricerca del valore critico più basso è stata sviluppata mettendo in conto anche la presenza contemporanea di fenomeni di instabilità locale e globale, tipica dei profili in PFRP, Russo (2007). Nel caso di strutture in PFRP in zona sismica questo tema costituisce il principale elemento di vulnerabilità strutturale rispetto al quale occorre prestare molta attenzione in quanto l'inversione degli sforzi nelle aste indotta dalle azioni dinamiche è in questo caso ancor più

pericolosa in quanto connessa all'alta deformabilità del materiale ed al fatto che il comportamento a compressione dei profili pultrusi è meno performante rispetto a quello a trazione (come già indicato nella Parte I dello studio dedicata al materiale). Lo stesso controllo è stato effettuato nei confronti dell'azione del vento che data la notevole

leggerezza della struttura ha assunto una grande importanza. Tutti i calcoli sono stati condotti considerando la deformabilità a taglio del materiale pultruso, visto il ridotto valore di G (per il materiale pultruso il rapporto E/G varia fra 6 e 7 mentre per l'acciaio varia fra 1.5 e 2), e la facilità di innesco di deformazioni torsionali.

### 3. Dettaglio dell'analisi strutturale in zona sismica

La struttura è stata calcolata in assenza di normative specifiche di riferimento, considerando il metodo di calcolo agli stati limite NTC 2008 - con alcuni accorgimenti a carattere conservativo che tengono conto delle specificità del materiale composito fibrorinforzato pultruso - e gli spettri di risposta relativi al DM 14/9/05.

#### 3.1 I materiali

Le caratteristiche meccaniche di progetto di profili e piatti in PFRP utilizzate nel calcolo sono indicate nella Tabella 1. Come indicato nella Parte I, sia i profili pultrusi sia le piastre di collegamento stampate hanno una percentuale in fibra di vetro pari al 40% in volume, con matrice in poliestere; i bulloni in acciaio impiegati appartengono alla

classe 8.8 (UNI5737) di tipo semi filettato.

#### 3.2 Le azioni

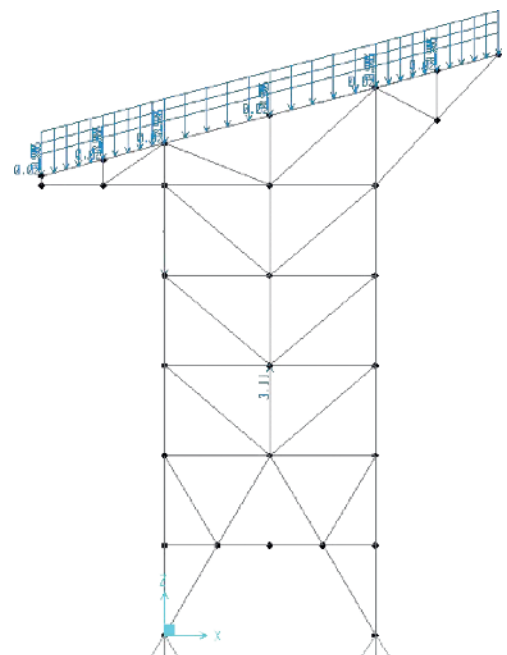
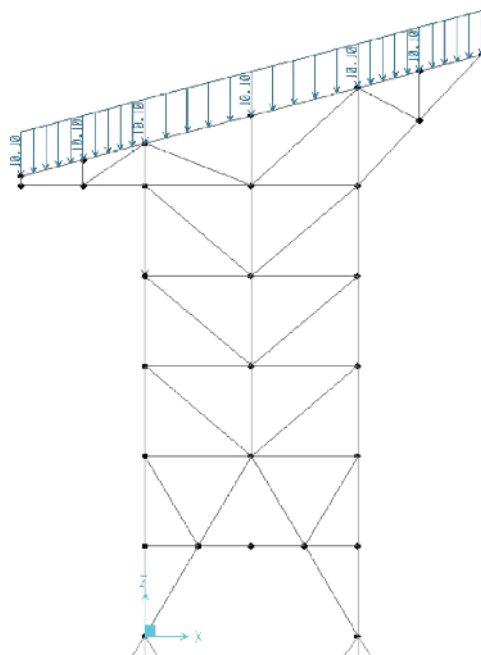
L'azione del vento  $q_5$ , è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente. Per tale carico si assume un valore pari a 144 kg/m<sup>2</sup>. Si considera un fronte di opposizione al vento dato dall'altezza in prospetto della falda. A titolo esemplificativo gli schemi di applicazione dell'azione neve e vento sono indicate nelle Figure 4 e 5. Per quanto concerne le azioni sismiche, vengono valutate considerando i pesi propri e i sovraccarichi permanenti, e una quota parte dei sovraccarichi variabili. Le combinazioni di carico corrispondono agli stati limite di esercizio e ultimo, per le quali si è fatto riferimento alle tabelle previste dalla normativa attuale.

Tabella 1 - Caratteristiche meccaniche di progetto di profili e piatti in FRP

E fless. N/mm <sup>2</sup>	E longitud. N/mm <sup>2</sup>	E trasversale (trazione) N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	Resistenza (traz./compr.) N/mm <sup>2</sup>	Resistenza Fl./long. N/mm <sup>2</sup>	Resistenza Fl./trasv. N/mm <sup>2</sup>
23000	23000	7000	4000	240	240	90

Figura 4  
Schema della distribuzione  
delle azioni indotte dal  
carico neve.

Figura 5  
Schema della distribuzione  
delle azioni indotte dal  
carico vento (componente  
verticale).



**3.3 Periodo di riferimento e categorie di suolo**

L'azione sismica viene descritta mediante spettri di risposta. L'azione sismica è stata definita per la struttura di classe 2 e per due diversi stati limite: lo stato limite ultimo considerato di salvaguardia della vita, SLV, e lo stato limite di esercizio considerato come stato limite di danno, SLD. Si è assunto un periodo di riferimento per  $V_r = 35$  anni in quanto la struttura, pur essendo provvisoria, si presuppone possa avere una vita utile superiore, quindi si sceglie, a ragione di sicurezza, di utilizzare come vita utile il dato di 35 anni, non sensibilmente inferiore rispetto ai 50 anni minimi da considerare per le strutture ordinarie. Le categorie del suolo di fondazione dell'opera sono di tipo A in quanto la struttura poggia con una fondazione superficiale sul pavimento di una chiesa fondata su varie stratificazioni formate da demolizioni dei precedenti complessi. Dato che l'appoggio è diretto ma non solidale si è scelto di utilizzare questa categoria di suolo. Inoltre la struttura, essendo molto leggera, non interagisce in modo significativo con il pavimento sottostante. Lo spettro non risulta quindi amplificato dal tipo di terreno di categoria differente. La zona sismica è contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$ , accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (definito al punto 5.1 del TU). I valori convenzionali di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale, sono riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella Tabella 3.2.1 del TU (Tabella 2).

Tabella 2

Zona	Valore di $a_g$
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

**3.4 L'azione sismica**

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico è costituito dallo spettro di risposta elastico di cui al TU del 2005. La componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali, come specificato nel TU sopraccitato.

**3.4.1 Spettro di risposta elastico**

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad

uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale  $a_g$  che caratterizza il sito. Per le strutture di Classe 2, i valori di  $a_g$  sono quelli riferiti ad una probabilità di superamento non maggiore del 5% in 50 anni. Gli spettri di risposta elastico possono essere applicati a strutture con periodo fondamentale inferiore a 4.0 s. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{0.4}{\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1a)$$

$0 \leq T < T_B$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (1b)$$

$T_B \leq T < T_C$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (1c)$$

$T_C \leq T < T_D$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (1d)$$

$T_D \leq T$

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale ed inoltre:

$S$  = fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione (Tabella 3.2.II)

$\eta$  = fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5% mediante la relazione seguente

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)}$$

$T_B, T_C, T_D$  = periodi che separano i diversi rami dello spettro dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione

Nel caso della struttura in PFRP il coefficiente viscoso  $\xi$  che viene adottato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione viene assunto pari a 0.05.

I valori di  $T_B, T_C, T_D$  e  $S$  per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione sono definite al paragrafo 3.2.3.2 del TU, da cui la Tabella 3 di seguito riportata:

Tabella 3

Categoria suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1.0	0.15	0.40	2.0
B,C,E	1.25	0.15	0.50	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0



Considerando la Tabella dei parametri spettrali allegata al TU

$$\alpha_o = 0.994 \quad F_o = 2.33 \quad T_o^* = 0.28$$

Pertanto, trovandosi la struttura in suolo di Categoria A

$$S = 1.00 \quad T_B = 0.09 \quad T_C = 0.28 \quad T_D = 2.0$$

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{3 \cdot \eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (2a)$$

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \quad (2b)$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (2c)$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (2d)$$

$$T_D \leq T$$

I valori che definiscono la forma spettrale corrispondente sono i seguenti:

Tabella 4

Categoria suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A,B,C,D,E	1.0	0.05	0.15	1.0

Lo spettro di risposta elastico per le due componenti, orizzontale e verticale è indicato in Figura 6.

### 3.4.2 Spettro di risposta elastico dello spostamento orizzontale

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento orizzontale è definito dalla seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (3)$$

La formula è ricavata per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni ed è valida per periodi di vibrazione  $T_e$  che non eccedano i seguenti valori:

Tabella 5

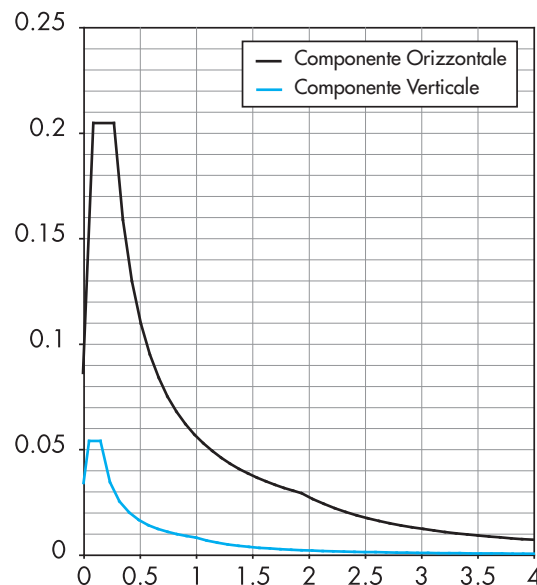
Categoria suolo	T <sub>E</sub>	T <sub>F</sub>
A	4.5	10.0
B	5.0	10.0
C,D,E	6.0	10.0

Pertanto lo spettro di risposta elastico per la struttura in esame è indicato in Figura 7.

### 3.4.3 Spettri di progetto per lo stato limite ultimo

Ai fini del progetto, la capacità dissipativa della struttura viene messa in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura  $q$  che tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura. L'azione sismica di progetto  $S_d(T)$  è data dallo spettro di risposta elastico, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore  $q$ . I valori numerici del fattore  $q$  vengono definiti in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità, della duttilità attesa e della interazione terreno struttura. Nel caso della struttura in PFRP  $q$  viene assunto pari ad 1. Lo spettro di progetto per le componenti

Figura 6  
Spettro di risposta elastico per componenti verticale e orizzontale.



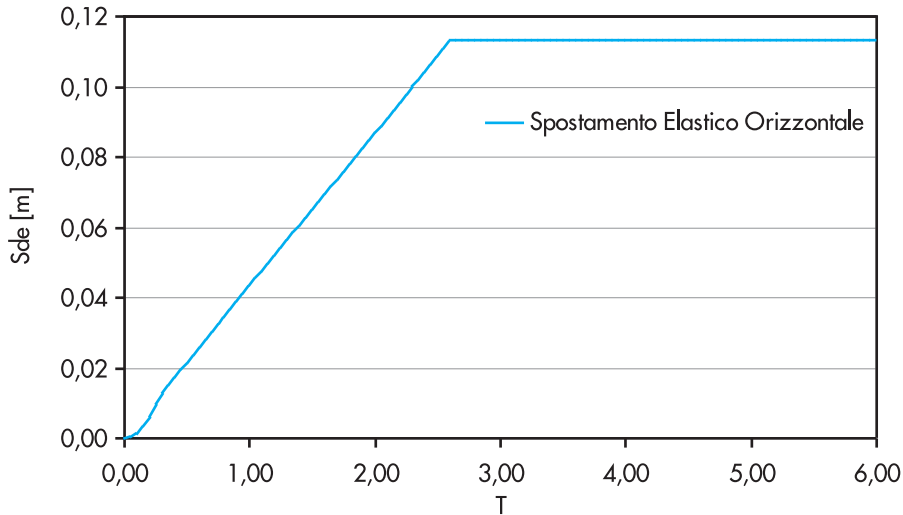


Figura 7  
Spettro di risposta elastico orizzontale.

orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[ \frac{T}{T_b} + 0.4 \cdot q \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right] \quad (4a)$$

$$0 \leq T < T_b$$

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (4b)$$

$$T_b \leq T < T_c$$

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right) \quad (4c)$$

$$T_c \leq T < T_d$$

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \right) \quad (4d)$$

$$T_d \leq T$$

Si assumerà comunque  $S_d(T) > 0.2\alpha_g$ .

Lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo  $q = 1.0$ :

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \cdot \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{q}{3} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right] \quad (5a)$$

$$0 \leq T < T_b$$

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \quad (5b)$$

$$T_b \leq T < T_c$$

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right) \quad (5c)$$

$$T_c \leq T < T_d$$

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \right) \quad (5d)$$

$$T_d \leq T$$

Per i valori  $T_b$ ,  $T_c$ ,  $T_d$ , ed  $S$  si assumono i valori della 3.2.III definiti per lo spettro di risposta elastico. Si assumerà comunque  $S_d(T) > 0.2\alpha_g$ . Nella Figura 8 viene rappresentato lo spettro di progetto per lo SLU orizzontale e Verticale.

#### 3.4.4 Fattore di struttura $q$

Per il fattore di struttura  $q$  si assume dunque il valore specificato per le strutture intelaiate in acciaio con controventi concentrici a V. Si sarebbe potuto utilizzare il valore per strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva ma a ragione di sicurezza, e tenendo dunque conto della mancanza di informazioni specifiche sul valore di  $q$  per strutture in PFRP, si sceglie di usare il valore per il primo tipo di struttura. Per gli stati limite ultimi è stato utilizzato un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

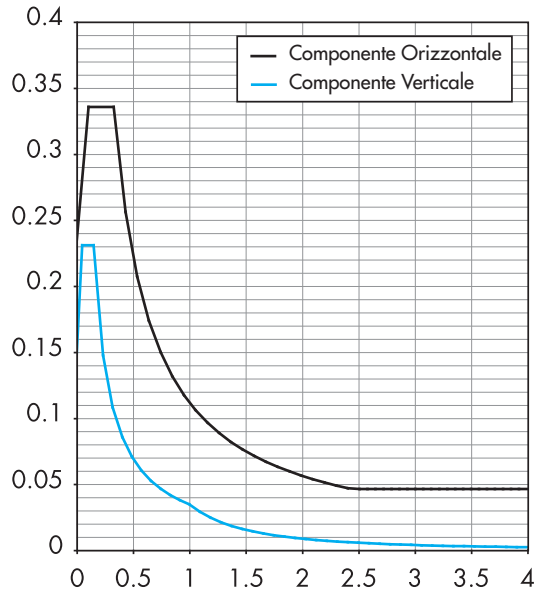
#### 3.4.5 Componenti dell'azione sismica e loro combinazione

L'azione sismica è rappresentata da tre componenti, due orizzontali e una verticale, da considerare tra di loro indipendenti. Dato che l'analisi viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti e gli effetti combinati successivamente applicando la seguente espressione (punto 7.3.5 della norma):

$$A_{ex} + 0.30 \cdot A_{ey} + 0.30 \cdot A_{ez} \quad (6)$$

Per il dimensionamento dei controventi orizzontali si considera sia il vento che la spinta sismica. Per quanto riguarda il vento si tiene conto delle indicazioni di normativa pertanto è possibile calcolare le forze trasmesse ai controventi orizzontali. Per quanto riguarda le forze trasmesse dal sisma si fa riferimento a quanto esposto

Figura 8  
Spettro di progetto (SLU).



prima considerando la sola massa dell'impalcato. Considerando  $M$  il peso complessivo delle masse,  $F$  totale della spinta sismica si ha:  
 $M = (296.4)/g = 30.24 \text{ kNsec}^2/\text{m}$  (7)  
 Nel nostro caso l'accelerazione sismica di pro-

getto  $S_d = S_e/q$  sarà pari a  
 $S_d = 3.50 \text{ m/s}^2$

Per cui:

$$F = M \cdot S_d = 30.24 \cdot 3.50 = 105.84 \text{ kN} \quad (8)$$

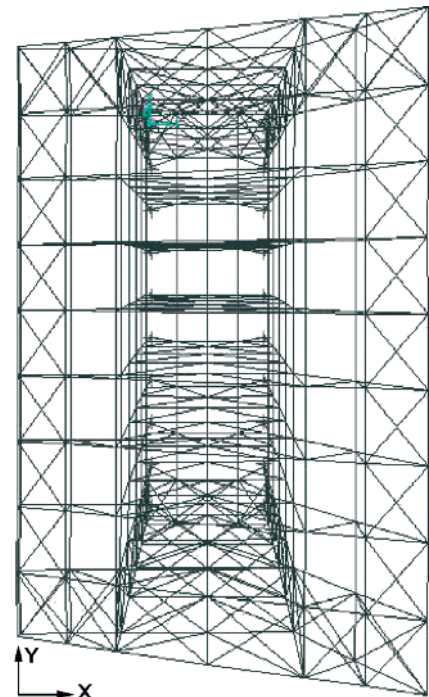
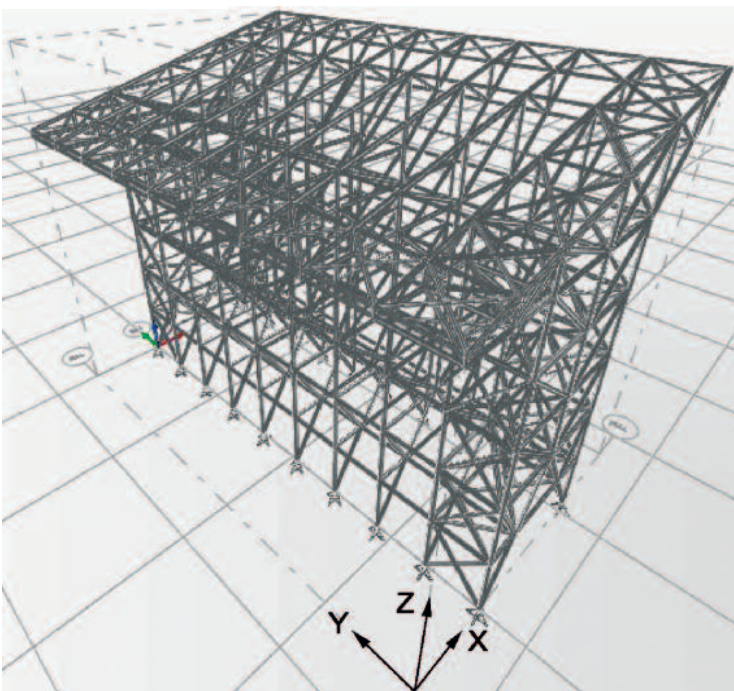
#### 4. Risultati dell'analisi numerica

Per verificare il comportamento della struttura spaziale reticolare in PFRP si è fatto ricorso ad un codice di calcolo di uso commerciale i cui risultati, riferiti solo considerando i parametri sismici precedentemente citati, vengono di seguito illustrati. In Figura 9 è indicata la struttura di riferimento con complessivi 290 nodi e 964 aste,

mentre le Figure da 10 a 14 si riferiscono ai modi di vibrare più significativi; le Figure da 15 a 20 evidenziano le distribuzioni di sollecitazione più significative. Di seguito le Tabelle 7a e 7b illustrano il dettaglio della massa partecipante di volta in volta coinvolta con i corrispondenti modi di vibrare, mentre la Tabella 8 evidenzia frequenze e periodi.

Figura 9  
Vista complessiva del modello di calcolo.

Figura 10  
Modo 1, periodo 0.637 s.





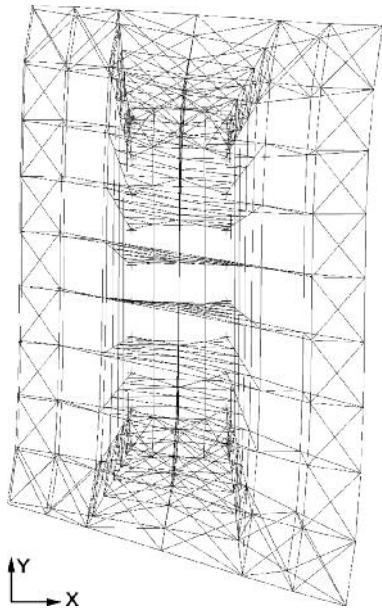


Figura 11  
Modo 2,  
periodo 0.2626 s.

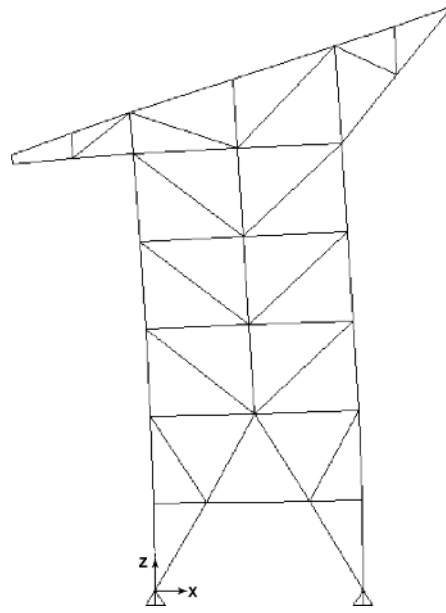


Figura 12  
Modo 3,  
periodo 0.20678 s.

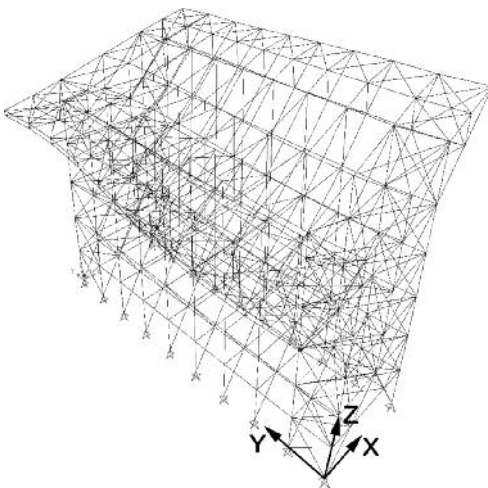


Figura 13  
Modo 4,  
periodo 0.18815 s.

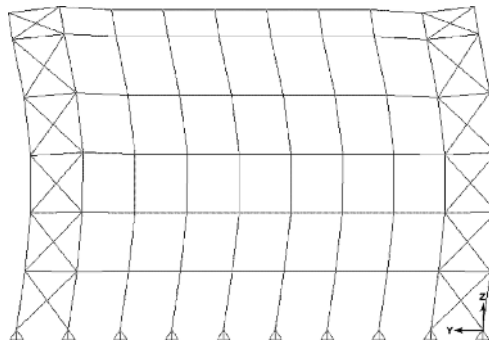


Figura 14  
Modo 5,  
periodo 0.1606 s.

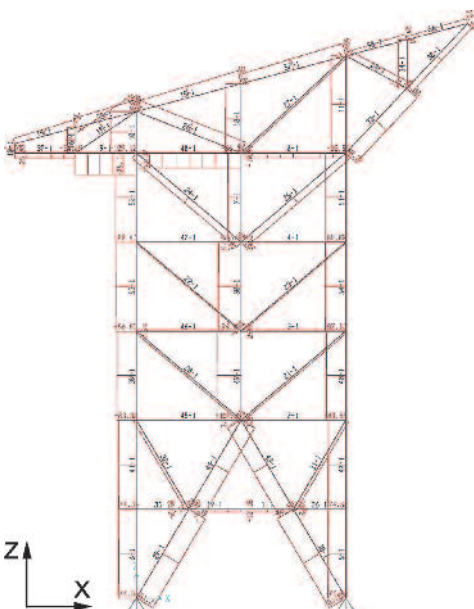


Figura 15  
Distribuzione delle  
sollecitazioni N, carico  
neve.

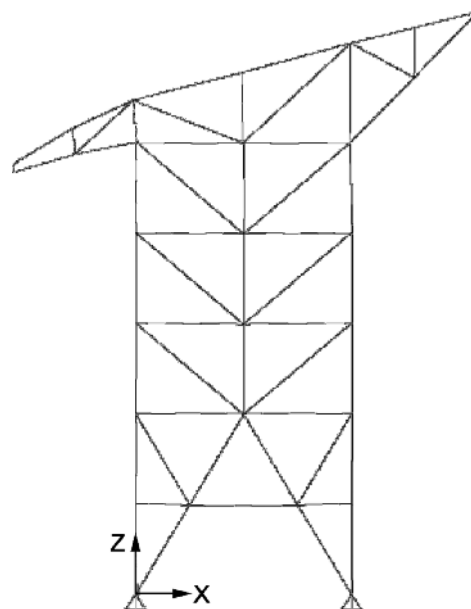


Figura 16  
Deformata complessiva,  
carico neve.

Figura 17  
Distribuzione delle sollecitazioni N, pesi propri.

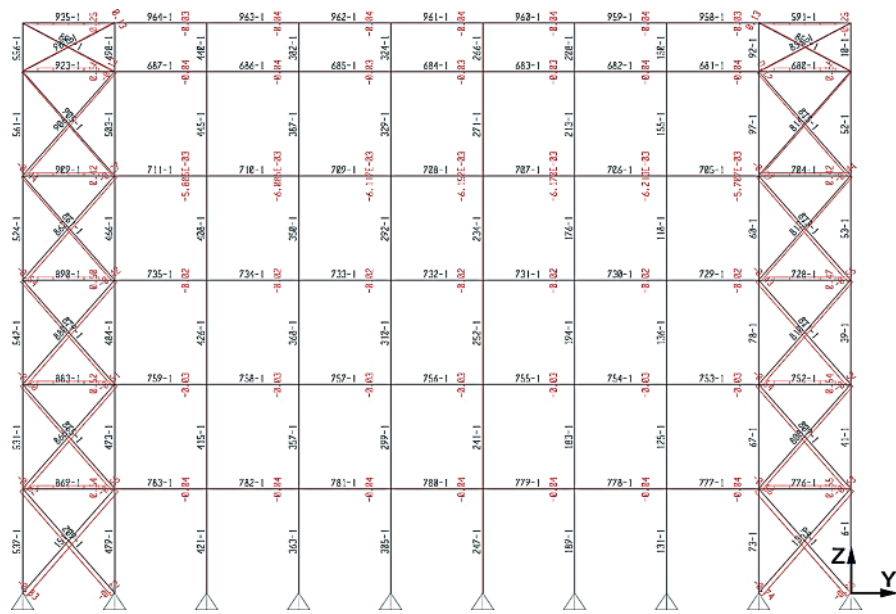


Figura 18  
Distribuzione delle sollecitazioni N indotte da sisma (zona 1), vista longitudinale.

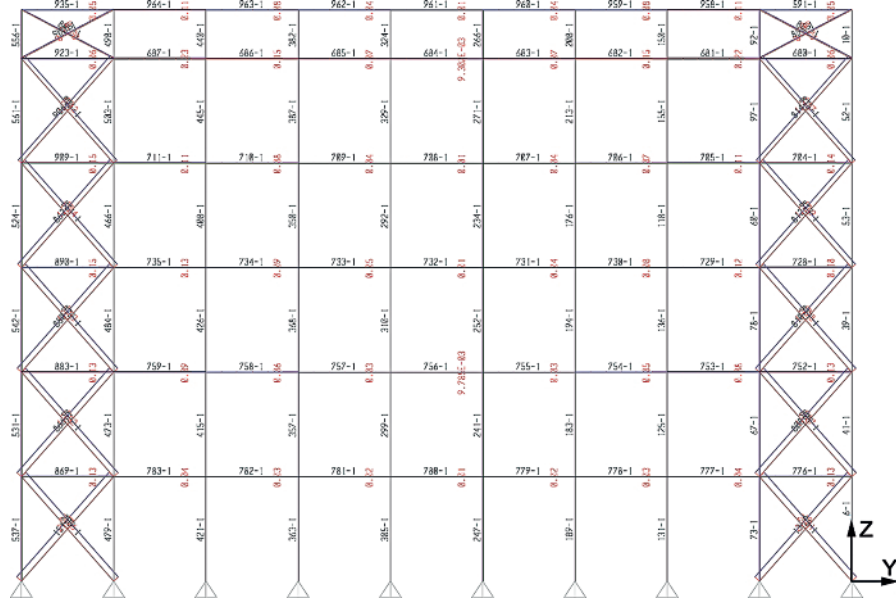


Figura 19  
Distribuzione delle sollecitazioni N indotte da sisma (zona 1), vista trasversale.

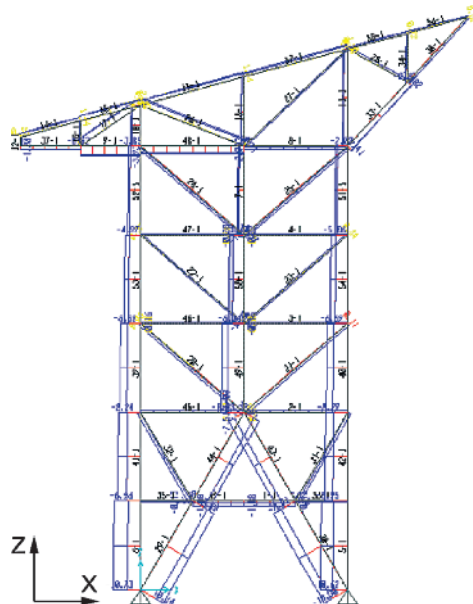


Figura 20  
Distribuzione delle sollecitazioni N indotte da sisma (zona 2), vista trasversale.

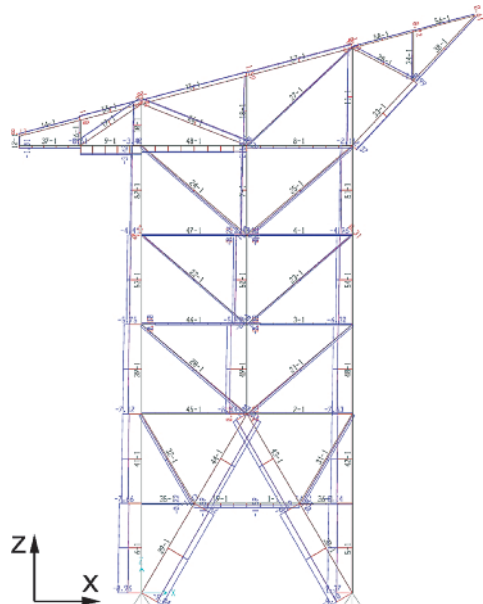


Tabella 6a

Modo di vibrare n.	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.6371	0.0000	<b>0.7802</b>	0.0000	0.0000	0.7802	0.0000
2	0.2769	0.0000	0.0011	0.0000	0.0000	0.7813	0.0000
3	0.2037	<b>0.6523</b>	0.0000	0.0000	0.6523	0.7813	0.0000
4	0.1886	0.0000	0.0000	0.0000	0.6523	0.7813	0.0000
5	0.1596	0.0000	<b>0.1654</b>	0.0000	0.6523	0.9467	0.0000
6	0.1266	0.0004	0.0000	0.0000	0.6527	0.9467	0.0000
7	0.0942	0.0000	0.0146	0.0000	0.6527	0.9613	0.0000
8	0.0904	0.0048	0.0005	0.0008	0.6575	0.9618	0.0008
9	0.0892	<b>0.1242</b>	0.0000	0.0251	0.7817	0.9619	0.0260
10	0.0884	0.0001	0.0142	0.0000	0.7818	0.9760	0.0260
11	0.0863	0.0000	0.0002	0.0000	0.7818	0.9762	0.0260
12	0.0861	<b>0.0432</b>	0.0000	0.0119	0.8250	0.9762	0.0379
13	0.0836	0.0015	0.0000	0.0009	0.8265	0.9762	0.0388
14	0.0833	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9762	0.0388
15	0.0828	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9762	0.0388
16	0.0821	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9762	0.0388
17	0.0817	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9762	0.0388
18	0.0816	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9763	0.0388
19	0.0814	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9763	0.0388
20	0.0812	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9763	0.0388
21	0.0811	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9763	0.0388
22	0.0809	0.0000	0.0001	0.0000	0.8265	0.9764	0.0388
23	0.0805	0.0000	0.0003	0.0000	0.8265	0.9766	0.0388
24	0.0796	0.0000	0.0018	0.0000	0.8265	0.9784	0.0388
25	0.0786	0.0000	0.0000	0.0001	0.8265	0.9784	0.0389
26	0.0768	0.0000	0.0000	0.0000	0.8265	0.9784	0.0389
27	0.0726	0.0000	0.0002	0.0000	0.8265	0.9786	0.0389
28	0.0684	0.0000	0.0042	0.0001	0.8265	0.9827	0.0389
29	0.0668	0.0489	0.0002	0.0713	0.8754	0.9829	0.1102
30	0.0663	0.0184	0.0004	0.0253	0.8938	0.9834	0.1355
31	0.0630	0.0577	0.0000	0.0995	0.9515	0.9834	0.2350
32	0.0628	0.0000	0.0026	0.0000	0.9515	0.9860	0.2350
33	0.0626	0.0000	0.0006	0.0000	0.9515	0.9866	0.2350
34	0.0614	0.0022	0.0000	0.0034	0.9538	0.9866	0.2384
35	0.0610	0.0000	0.0000	0.0000	0.9538	0.9866	0.2384
36	0.0606	0.0000	0.0114	0.0000	0.9538	0.9980	0.2384
37	0.0601	0.0000	0.0000	0.0000	0.9538	0.9980	0.2384
38	0.0592	0.0000	0.0000	0.0000	0.9538	0.9980	0.2385
39	0.0584	0.0000	0.0000	0.0000	0.9538	0.9980	0.2385
40	0.0575	0.0010	0.0000	0.0202	0.9548	0.9980	0.2587
41	0.0569	0.0000	0.0000	0.0000	0.9548	0.9980	0.2587
42	0.0542	0.0002	0.0000	0.0093	0.9549	0.9980	0.2680
43	0.0525	0.0000	0.0000	0.0000	0.9549	0.9980	0.2680
44	0.0505	0.0016	0.0000	0.0426	0.9565	0.9980	0.3106
45	0.0503	0.0074	0.0000	0.1857	0.9639	0.9980	0.4963
46	0.0497	0.0001	0.0000	0.0024	0.9640	0.9980	0.4987
47	0.0492	0.0009	0.0000	0.0218	0.9650	0.9980	0.5205
48	0.0488	0.0017	0.0000	0.0259	0.9667	0.9980	0.5464
49	0.0484	0.0000	0.0000	0.0000	0.9667	0.9980	0.5464
50	0.0479	0.0000	0.0000	0.0001	0.9667	0.9980	0.5465

Tabella 6b

Modo di vibrare n.	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.6371	<b>0.4350</b>	0.0000	0.0464	0.4350	0.0000	0.0464
2	0.2769	0.0002	0.0000	0.1219	0.4352	0.0000	0.1683
3	0.2037	0.0000	<b>0.9026</b>	<b>0.4007</b>	0.4352	0.9026	0.5690
4	0.1886	0.0001	0.0000	0.1040	0.4353	0.9026	0.6729
5	0.1596	0.0017	0.0000	0.0119	0.4370	0.9026	0.6849
6	0.1266	0.0000	0.0001	0.0002	0.4370	0.9027	0.6851
7	0.0942	0.0000	0.0000	0.0000	0.4370	0.9027	0.6851
8	0.0904	0.0026	0.0006	0.0202	0.4396	0.9033	0.7052
9	0.0892	0.0129	0.0158	0.0973	0.4525	0.9191	0.8026
10	0.0884	0.0001	0.0000	0.0098	0.4526	0.9191	0.8124
11	0.0863	0.0011	0.0000	0.0046	0.4537	0.9191	0.8170
12	0.0861	0.0047	0.0077	0.0267	0.4584	0.9268	0.8437
13	0.0836	0.0003	0.0004	0.0009	0.4587	0.9272	0.8446
14	0.0833	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
15	0.0828	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
16	0.0821	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
17	0.0817	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
18	0.0816	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
19	0.0814	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
20	0.0812	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
21	0.0811	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
22	0.0809	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
23	0.0805	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8446
24	0.0796	0.0000	0.0000	0.0002	0.4587	0.9272	0.8448
25	0.0786	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8448
26	0.0768	0.0000	0.0000	0.0000	0.4587	0.9272	0.8448
27	0.0726	0.0000	0.0000	0.0000	0.4588	0.9272	0.8448
28	0.0684	0.0015	0.0000	0.0036	0.4603	0.9272	0.8485
29	0.0668	0.0075	0.0011	0.0091	0.4678	0.9283	0.8575
30	0.0663	0.0556	0.0004	0.0601	0.5233	0.9287	0.9176
31	0.0630	0.0391	0.0012	0.0357	0.5624	0.9299	0.9532
32	0.0628	0.0029	0.0000	0.0032	0.5653	0.9299	0.9564
33	0.0626	0.0017	0.0000	0.0013	0.5670	0.9299	0.9577
34	0.0614	0.0013	0.0000	0.0013	0.5683	0.9299	0.9590
35	0.0610	0.0000	0.0000	0.0000	0.5683	0.9299	0.9590
36	0.0606	0.0000	0.0000	0.0006	0.5683	0.9299	0.9596
37	0.0601	0.0000	0.0000	0.0001	0.5683	0.9299	0.9597
38	0.0592	0.0000	0.0000	0.0000	0.5683	0.9299	0.9597
39	0.0584	0.0000	0.0000	0.0000	0.5683	0.9299	0.9597
40	0.0575	0.0078	0.0010	0.0007	0.5761	0.9310	0.9603
41	0.0569	0.0051	0.0000	0.0000	0.5812	0.9310	0.9604
42	0.0542	0.0031	0.0005	0.0001	0.5843	0.9315	0.9605
43	0.0525	0.0029	0.0000	0.0004	0.5872	0.9315	0.9608
44	0.0505	0.0050	0.0037	0.0002	0.5921	0.9352	0.9610
45	0.0503	0.1124	0.0162	0.0066	0.7046	0.9514	0.9677
46	0.0497	0.0474	0.0002	0.0041	0.7519	0.9516	0.9717
47	0.0492	0.0112	0.0020	0.0008	0.7631	0.9536	0.9725
48	0.0488	0.0113	0.0025	0.0012	0.7744	0.9560	0.9737
49	0.0484	0.0001	0.0000	0.0000	0.7746	0.9560	0.9737
50	0.0479	0.0002	0.0000	0.0002	0.7748	0.9560	0.9739

Tabella 7

Modo di vibrare n.	Periodo (s)	Frequenza (1/s)	Freq. angolare (rad/s)	Autovalore (rad/s) <sup>2</sup>
1	0.6371	1.57	9.86	97.28
2	0.2769	3.61	22.69	514.76
3	0.2037	4.91	30.85	951.56
4	0.1886	5.30	33.32	1110.20
5	0.1596	6.27	39.37	1550.00
6	0.1266	7.90	49.61	2461.40
7	0.0942	10.62	66.74	4453.60
8	0.0904	11.07	69.53	4833.70
9	0.0892	11.21	70.45	4962.70
10	0.0884	11.31	71.04	5046.40
11	0.0863	11.59	72.82	5303.00
12	0.0861	11.62	73.00	5328.70
13	0.0836	11.96	75.12	5642.90
14	0.0833	12.00	75.43	5689.00
15	0.0828	12.08	75.91	5762.00
16	0.0821	12.18	76.50	5852.00
17	0.0817	12.24	76.88	5910.00
18	0.0816	12.26	77.04	5934.50
19	0.0814	12.29	77.22	5962.70
20	0.0812	12.32	77.41	5991.50
21	0.0811	12.33	77.50	6006.20
22	0.0809	12.36	77.65	6029.60
23	0.0805	12.42	78.04	6089.90
24	0.0796	12.56	78.92	6227.90
25	0.0786	12.72	79.92	6387.00
26	0.0768	13.02	81.80	6691.90
27	0.0726	13.77	86.51	7484.10
28	0.0684	14.62	91.83	8432.90
29	0.0668	14.98	94.12	8858.70
30	0.0663	15.08	94.77	8981.40
31	0.0630	15.87	99.74	9947.10
32	0.0628	15.93	100.09	10019.00
33	0.0626	15.98	100.39	10078.00
34	0.0614	16.28	102.27	10459.00
35	0.0610	16.40	103.04	10617.00
36	0.0606	16.50	103.66	10746.00
37	0.0601	16.64	104.57	10936.00
38	0.0592	16.88	106.08	11252.00
39	0.0584	17.12	107.58	11573.00
40	0.0575	17.39	109.26	11938.00
41	0.0569	17.58	110.49	12207.00
42	0.0542	18.47	116.03	13463.00
43	0.0525	19.05	119.71	14330.00
44	0.0505	19.79	124.33	15458.00
45	0.0503	19.90	125.01	15628.00
46	0.0497	20.10	126.30	15952.00
47	0.0492	20.34	127.78	16329.00
48	0.0488	20.48	128.67	16556.00
49	0.0484	20.65	129.74	16833.00
50	0.0479	20.87	131.14	17197.00



I risultati elencati nelle tabelle 6 e 7 mettono in luce un comportamento della struttura molto rigido, con il primo modo di vibrare che si manifesta con un periodo di 0.64 secondi e coinvolge il 70% della massa. Una equivalente struttura di acciaio avrebbe avuto molta più massa a disposizione e sicuramente il periodo sarebbe stato maggiore, a parità di rigidità. Inoltre questa è la direzione longitudinale della struttura, ossia parallela alla navata e la struttura non offre superfici perpendicolari a questa direzione per cui la struttura non è sollecitata meccanicamente dal vento nel senso longitudinale,

che è anche quello con periodo maggiore. Il secondo periodo ha caratteristiche torsionali ma eccita una parte molto limitata della massa, con un periodo di 0.28 secondi. Il terzo periodo, di 0.2 secondi, si manifesta in direzione trasversale alla struttura. In questo caso la falda è direttamente esposta al vento ma la struttura in questa direzione ha un comportamento molto rigido. Gli altri periodi evidenziano un rapido decadimento e rivestono una importanza secondaria. L'analisi è stata comunque condotta sino al raggiungimento del 98% della massa partecipante nelle direzioni principali.

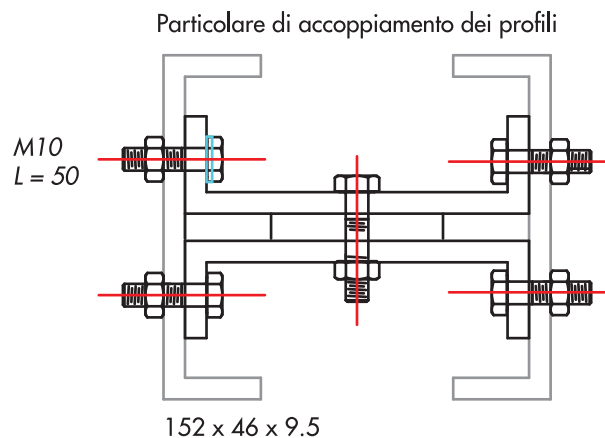
### 5. La sezione strutturale delle aste composte

Il telaio spaziale in PFRP è stato progettato in tempi stretti e in condizioni di emergenza, sia per il contesto di lavoro, sia per ridurre gli effetti indotti dalle intemperie, visto che la chiesa si presentava totalmente priva di copertura e, dunque, di protezione. In tal senso non è stato possibile impiegare tutti i profili pultrusi disponibili ma solo ed esclusivamente i profili immediatamente reperibili al momento presso lo stabilimento di pultrusione. Ciò ha condotto alla ideazione di una sezione base composta da 4 sezioni a C 152 x 45 x 6.5 mm pultruse, Figura 21, fra loro unite da bullonatura in acciaio in modo da rag-

giungere le rigidità richieste da progetto strutturale. La sezione finale assemblata garantisce il funzionamento finale di una trave scatolare, fornendo le rigidità flessionali e torsionali richieste e, parimenti, la flessibilità d'impiego nella realizzazione delle connessioni alle estremità, caratteristica dei profili a sezione aperta.

In tal modo vengono altresì contenuti i fenomeni di instabilità locale che interessano le semiflange ancor prima dei fenomeni di instabilità globale. La sezione composta finale è dunque idonea a lavorare a compressione, con le semiflange ripiegate su se stesse, e con un sensibile aumento delle inerzie nelle due direzioni trasversali y e z.

Figura 21  
Sezione trasversale dell'asta  
composta in PFRP.



### 6. I nodi

I nodi strutturali meritano un discorso a parte sia per la loro concezione, sia perché indicativi della ottima lavorabilità del materiale, sia, ancora, per le tipologie strutturali che ne sono derivate in corso di progettazione non avendo la possibilità di concepire nodi tridimensionali che in carpenteria metallica vengono invece realizzati con maggiore facilità grazie anche alle saldature.

I nodi in PFRP si distinguono in modo netto rispetto

ai nodi in carpenteria metallica, in quanto non è possibile definire - senza un aggravio tecnico ed economico che presupporebbe l'uso contestuale di bullonature ed incollaggi - elementi di connessione tridimensionali in FRP. Le immagini di Figura 22 evidenziano infatti come i piatti lavorino nel loro stesso piano di appartenenza che a sua volta coincide con il piano del singolo portale. Da un punto di vista del meccanismo di crisi dei singoli nodi e del loro progetto allo stato limite ultimo, lo



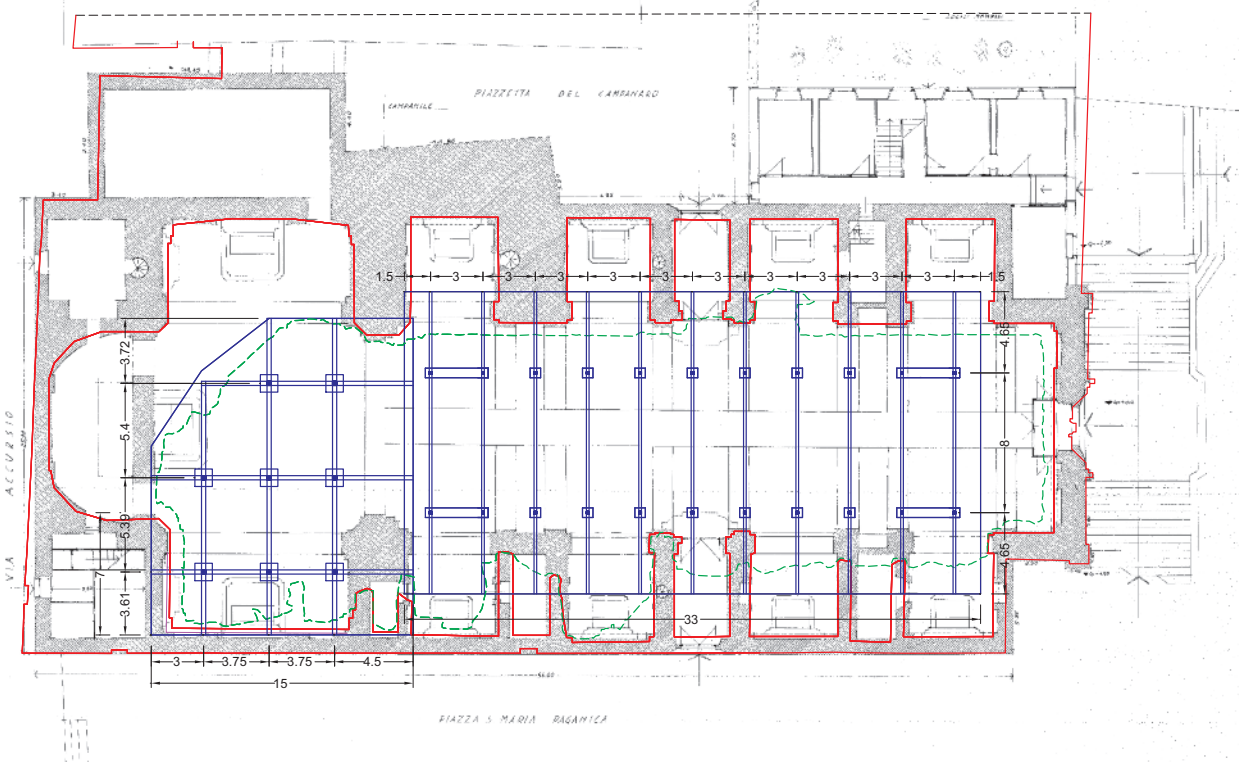
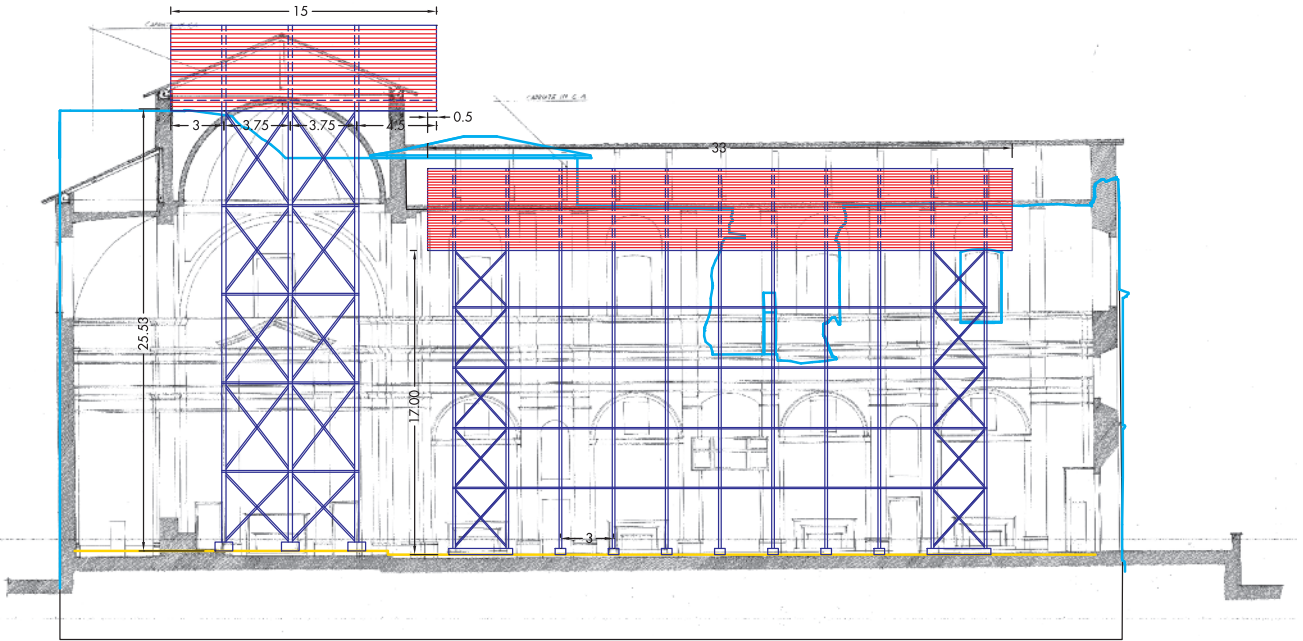


Figura 25  
Estensione della struttura di copertura in PFRP, sezione longitudinale.

Figura 26  
Estensione della struttura di copertura in PFRP, pianta.

**8. Osservazioni conclusive sulle strutture in PFRP in zona sismica**

Il modo fondamentale di vibrare dell'intera struttura in PFRP determinato a mezzo di usuale programma di calcolo è pari a 1.57 Hz. La categoria del suolo assunta è A, tenendo conto sia delle effettive fondazioni superficiali sia a favore di sicurezza. Per quanto riguarda lo spettro di risposta relativo allo stato limite ultimo si è impiegato un coefficiente di struttura  $q$  pari ad 1 al

fine di minimizzare l'assenza di informazioni relativa ad una sperimentazione su edifici o telai in scala reale in GFRP e considerando che la duttilità attesa non dipende dalle caratteristiche proprie del materiale, che è caratterizzato da una legge costitutiva di tipo elasto-fragile. Si è inoltre rilevato come dal materiale alla struttura l'elevata deformabilità del materiale venga parzialmente compensata dall'assemblaggio in struttura degli elementi pultrusi monodimensio-

nali (che hanno comunque maggiore efficienza meccanica lungo il loro asse longitudinale). È tuttavia ancora prematuro provvedere ad una stima definita del grado di deformabilità aggiuntiva spendibile in termini di risposta sismica. Peraltro, l'adozione di  $q$  pari ad 1 ha vincolato la progettazione ad un dimensionamento ancor più prudenziale. Allo stato limite ultimo la crisi dell'intera struttura è data dal raggiungimento del valore del carico critico di instabilità locale delle aste compresse. Altri stati limite si manifestano per valori di carico più elevati. A favore di un calcolo prudenziale i valori di carico critico delle aste determinati e poi posti a confronto sono stati considerati lungo i due assi di inerzia considerando solo il contributo di due profili benché la singola asta sia invece costituita dall'unione di 4 profili pultrusi con sezione a "C". Il trasferimento delle azioni avviene attraverso le piastre a loro volta connesse a soli due dei quattro profili costituenti l'asta. In termini di comportamento complessivo dell'asta il buckling viene in prima battuta assorbito da soli due profili che attivano poi il contributo delle due sezioni a "C"

## 9. Sviluppi della ricerca

Il miglioramento del livello delle conoscenze collegate allo studio di una delle più grandi strutture in PFRP realizzate interessa temi di ricerca di breve e di lungo periodo. Per quanto concerne il breve periodo, si intende determinare in situ per via sperimentale, il modo proprio di vibrare ed il coefficiente di smorzamento, al fine

## Ringraziamenti

Si ringraziano per la concreta e preziosa collaborazione, ben oltre i convenevoli di rito, l'ingegnere Alessandro Adilardi con riferimento alle fasi finali di cal-

aggiunte attraverso il funzionamento a taglio dei bulloni. Il dimensionamento allo stato limite ultimo delle singole aste in presenza del buckling indotto dall'azione sismica tiene conto di un coefficiente di sicurezza pari a 2; detto coefficiente tiene altresì conto dei dati disponibili in letteratura e dei valori di prove a compressione condotte su pari profili al variare della snellezza. Alla luce del calcolo descritto, il ricorso a costruzioni in PFRP in zona sismica appare promettente per quanto permangano sensibili limitazioni relative al comportamento elasto-fragile del materiale e, d'altro canto, si renda necessario implementare il livello attuale di conoscenze, soprattutto nel passaggio dall'elemento alle strutture. La risposta della struttura costruita, soprattutto nella sua ottimizzazione ingegneristica condotta con le normative disponibili, lascia intravedere interessanti approfondimenti applicativi in zona sismica per strutture a telaio a carattere permanente con altezze non superiori ai due piani, nelle quali il contributo degli impalcati potrà essere impiegato nella definizione più puntuale della risposta alle azioni dinamiche orizzontali.

di porre poi un confronto rispetto ai risultati già determinati numericamente; la struttura sarà inoltre monitorata in continuo in modo da misurare la sua risposta alle vibrazioni ambientali. Le linee di ricerca di lungo periodo riguardano la tenuta dei nodi misurata periodicamente con rilievo dinamometrico e aspetti di durabilità, soprattutto all'interfaccia calcestruzzo - PFRP.

colo della struttura; e l'architetto Giosuè Boscato, già dottore di ricerca su pari temi di studio, e Professore a contratto allo Iuav, che ha seguito la cantierizzazione dell'opera.

## Bibliografia

- Bank L.C. (2006) - Composites for Construction, Structural design with FRP Materials, John Wiley and Sons, INC.
- CNR-DT (205/2007) - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con profili Sottili pultrusi di materiale composito fibrorinforzato (FRP).
- Mottram J.T., Zheng Y. (1999) - Further tests on Beam-to-Column Connections for Pultruded Frames: Web-Cleated, Journal of Composites for Construction, Vol. 3, No. 1, February.
- Russo S., Silvestri M. (2008) - Perspectives of Employment of Pultruded FRP Structural Elements In Seismic Engineering Field, Seismic Eng. Int. Conf. Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, MERCEA08, Reggio Calabria, July 8-11, pp. 1103-1112.
- Russo S. (2007) - Strutture in composito - Sperimentazione, teoria e applicazioni, HOEPLI.
- Structural Plastic Design Manual, Vol. 1 e 2 (1984) - ASCE American Society of Civil Engineers.
- Structural Design of Polymer Composites, Eurocomp (1996) - Design Code and Handbook, Edited by John L. Clarke, E & FN SPON.