

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

DICAM

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in

TEORIA DELLE STRUTTURE

**PONTEGGI IN BAMBÙ: UN'ALTERNATIVA POSSIBILE ANCHE
IN ITALIA NEL CAMPO DELLA BIOEDILIZIA E DELLA
SOSTENIBILITÀ**

CANDIDATO:

Davide Altieri

RELATORE:

Prof.ssa Ing. Luisa Molari

CORRELATORI:

Ing. Elisa Lancellotti

Dott.ssa Silvia Greco

Anno Accademico: 2020/2021

Sessione III

PREFAZIONE

Nel corso del tempo l'uomo si è spinto in ogni ambito alla ricerca di nuove soluzioni e tecnologie con l'obiettivo principale di migliorare e perfezionare la qualità della vita. Nel contesto dell'edilizia è ormai uso comune affidarsi esclusivamente ai materiali artificiali che, grazie alle loro ottime prestazioni, hanno permesso di superare numerosi limiti e di riuscire ad ampliare le prospettive del settore. Tuttavia, per fare ciò, il genere umano si è sempre più distanziato dalla natura, dimenticandosi di preservare un occhio di riguardo nei suoi confronti e portandosi, in alcuni casi, ad estraniarsi totalmente da essa. Negli ultimi decenni, i vari problemi legati all'ambiente hanno smosso studiosi e ricercatori verso la riscoperta di materiali di origine naturale, come il bambù, nel tentativo di offrire delle alternative sostenibili nel campo.

Il tema di questa tesi nasce proprio dalle difficoltà che in questo momento si stanno diffondendo nell'edilizia in Italia, o più nello specifico nei cantieri. Il problema attuale legato alla scarsità e al rincaro dei materiali con il conseguente ritardo dei lavori e della disponibilità dei ponteggi in acciaio, ha condotto a valutare l'ipotesi di adottare il bambù come alternativa al materiale metallico. L'idea è infatti partita dagli ingegneri Elisa Lancellotti e Luca Cristiani, titolari dello studio LANCRI e specializzati nel campo della bioedilizia, che hanno avuto modo di constatare in prima persona le suddette problematiche.

Realizzare un ponteggio in bambù non è una innovazione perché da secoli è la soluzione che viene adottata nella regione di Hong Kong e in Cina. Nella prima parte dell'elaborato, sono state analizzate le soluzioni adottate a Hong Kong, sia in termini di dimensionamento e pratiche costruttive, sia di sicurezza nell'ambito lavorativo considerandone i pregi e i difetti. In parallelo, è stato anche riportato un quadro generale della normativa attualmente utilizzata per i ponteggi in Italia e in Europa, in modo da avere un'idea chiara di quali possano essere i limiti e i punti di incontro tra i modelli di impalcatura in bambù utilizzati in Asia e quelli normati in acciaio che sono d'uso comune.

Con le conoscenze acquisite nella prima parte della tesi si è arrivati alla definizione di due prototipi di ponteggio in bambù ideati nel rispetto delle linee guida della normativa UNI EN 12811 impiegata nella progettazione delle impalcature. È stata quindi eseguita una prima analisi sul comportamento statico delle strutture nel campo elastico-lineare del materiale, con annesse verifiche, in modo da constatare che possa realmente esservi la possibilità di utilizzare i culmi di bambù per sostituire i classici tubi in acciaio. Nel proseguo dell'elaborato sono stati messi in luce i punti di forza e i problemi che caratterizzano il materiale di origine naturale e le varie soluzioni che possono essere adottate.

Infine, nella parte conclusiva, si riportano i primi studi condotti sugli elementi di connessione che rappresentano certamente un punto cruciale. La realizzazione di un ponteggio in bambù, infatti, non solo deve essere verificato e a norma, ma anche funzionale alle tempistiche richieste in cantiere e necessita di competere con la velocità con cui vengono installati e smontati i ponteggi prefabbricati in acciaio.

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	1
1.1 Il bambù come materiale strutturale.....	1
1.1.1 Specie e diffusione.....	1
1.1.2 Ecologia e sostenibilità.....	2
1.1.3 Proprietà fisiche e meccaniche.....	3
1.2 I ponteggi in bambù.....	6
1.2.1 Pro e contro delle impalcature in bambù a Hong Kong.....	6
1.2.2 Prospettive in Italia.....	10
1.3 Le connessioni.....	11
1.3.1 Giunti tradizionali.....	12
1.3.2 Giunti utilizzati nelle impalcature.....	13
1.3.3 Giunti ingegnerizzati.....	15
2. LINEE GUIDA SULLA PROGETTAZIONE DEI PONTEGGI.....	17
2.1 Design e costruzione dei ponteggi in bambù.....	17
2.1.1 Il ponteggio a due livelli.....	17
2.1.2 Indicazioni sui nodi.....	20
2.2 La normativa europea.....	21
2.2.1 Struttura generale del ponteggio.....	22
2.2.2 Materiali.....	23
2.2.3 Classificazioni.....	24
2.2.4 Combinazioni dei carichi.....	30
2.2.5 Indicazioni sulle piattaforme e bordi di protezione.....	31
2.2.6 Sistema di ancoraggio.....	32
3. ANALISI STRUTTURALE.....	34
3.1 Descrizione generale e destinazione d'uso.....	34
3.2 Classe di servizio.....	36
3.3 Proprietà dei materiali.....	37
3.3.1 Bambù Moso italiano.....	37
3.3.2 Connettori metallici.....	45
3.4 Analisi dei carichi.....	46

3.4.1	Carichi permanenti.....	46
3.4.2	Carichi variabili.....	47
3.4.2.1	Condizione di servizio.....	47
3.4.2.2	Condizione di fuori servizio.....	50
3.5	Approccio e combinazioni di calcolo.....	55
3.5.1	Combinazioni SLU.....	55
3.5.2	Combinazioni SLE.....	58
3.6	Modellazione della struttura.....	60
4.	PROTOTIPI DI PONTEGGIO.....	64
4.1	Ponteggio 1.....	64
4.1.1	Predimensionamento degli elementi portanti.....	67
4.1.1.1	Traversi.....	67
4.1.1.2	Montanti.....	74
4.1.1.3	Correnti.....	78
4.1.2	Verifiche SLU degli elementi portanti.....	81
4.1.2.1	Traversi.....	82
4.1.2.2	Montanti.....	92
4.1.2.3	Correnti.....	98
4.1.3	Verifiche di deformabilità degli elementi portanti.....	101
4.1.3.1	Traversi.....	102
4.1.3.2	Montanti e correnti.....	105
4.1.4	Sistema di controventamento.....	105
4.1.4.1	Dimensionamento e verifiche SLU - Schema 1.....	105
4.1.4.2	Verifiche di deformabilità globale - Schema 1.....	111
4.1.4.3	Dimensionamento e verifiche SLU - Schema 2.....	114
4.1.4.4	Verifiche di deformabilità globale – Schema 2.....	119
4.1.5	Prototipo finale.....	122
4.2	Ponteggio 2.....	126
4.2.1	Predimensionamento degli elementi portanti.....	129
4.2.1.1	Traversi.....	129
4.2.1.2	Montanti.....	133
4.2.1.3	Correnti.....	136
4.2.2	Verifiche SLU degli elementi portanti.....	138
4.2.2.1	Traversi.....	139

4.2.2.2	Montanti	147
4.2.2.3	Correnti.....	153
4.2.3	Verifiche di deformabilità degli elementi portanti.....	156
4.2.3.1	Traversi.....	156
4.2.4	Sistema di controventamento	159
4.2.4.1	Dimensionamento e verifiche SLU	160
4.2.5	Verifiche di deformabilità globale	164
4.2.6	Prototipo finale.....	167
5.	PROGETTAZIONE DEI NODI	171
5.1	Base d'appoggio	171
5.2	Connessioni tra culmi.....	172
5.2.1	Collegamento tra due culmi ortogonali.....	174
5.2.2	Collegamento tra due culmi inclinati	175
5.2.3	Collegamento tra due culmi paralleli	175
5.3	Ancoraggi	176
6.	CONCLUSIONI.....	177
6.1	Osservazioni sperimentali	177
6.2	Raccomandazioni per gli studi futuri	180
	BIBLIOGRAFIA	182

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Zone del mondo in cui il bambù cresce spontaneamente	1
Figura 2: Differenti specie di bambù	2
Figura 3: Coltivazione di bambù gigante in Italia	3
Figura 4: Sezione trasversale di un culmo di bambù	4
Figura 5: Esempio di impalcatura in bambù a Hong Kong	6
Figura 6: Deposito di culmi di bambù per una impalcatura a Hong Kong	8
Figura 7: Connessione realizzata con fascette in nylon durante il montaggio di un ponteggio a Hong Kong	9
Figura 8: Esempi di legatura con corde tra due o più culmi	12
Figura 9: Esempi di giunti realizzati con fori e perni	13
Figura 10: Esempio di nodo di base	14
Figura 11: Esempio di nodo trattenuto	14
Figura 12: Esempio di nodo rinforzato	14
Figura 13: Giunto in acciaio nella “German-Chinese House” (MUDI)	16
Figura 14: Giunto in acciaio per bambù progettato dallo Studio Cardenas Conscious Design	16
Figura 15: Connettori Bambootix X prodotti da Bambushandel CONBAM	16
Figura 16: Elementi che compongono una impalcatura a due livelli in bambù	18
Figura 17: Esempio di un modello di una impalcatura in bambù alta 15 m	19
Figura 18: Illustrazione sulla connessione di due culmi sovrapposti	20
Figura 19: Esempio dei tipici componenti di una impalcatura per facciata	22
Figura 20: Requisiti per l'altezza libera e la larghezza delle aree di lavoro	25
Figura 21: Distanze minime degli elementi di protezione	32
Figura 22: Schemi di ancoraggio per ponteggi	32
Figura 23: Prospetto generico dei modelli a tre e a due campate	36
Figura 24: Variazione del coefficiente di sito cs in funzione di φB	49
Figura 25: Proprietà del materiale (Straus7)	61
Figura 26: Proprietà della sezione trasversale (Straus7)	61
Figura 27: Modello del ponteggio a tre campate e a due campate con il software Straus7	62
Figura 28: Schema frontale e laterale del Ponteggio 1 – modello a 3 campate	64
Figura 29: Schemi statici equivalenti di trave su tre e quattro appoggi – Ponteggio 1	70
Figura 30: Diagramma del momento e del taglio per la trave su tre appoggi - Ponteggio 1	70
Figura 31: Diagramma del momento e taglio per la trave su quattro appoggi – Ponteggio 1	71
Figura 32: Schema statico equivalente di trave su due appoggi – trasverso del Ponteggio 1	72

Figura 33: Diagramma del momento – traverso del Ponteggio 1	72
Figura 34: Diagramma del taglio – traverso del Ponteggio 1	72
Figura 35: Sforzo assiale sui montanti in combinazione SLU4 – Ponteggio 1	75
Figura 36: Sforzo assiale sui correnti in combinazione SLU5 – Ponteggio 1	79
Figura 37: Sforzo assiale sui traversi in combinazione SLU3 – Ponteggio 1	83
Figura 38: Sforzo assiale sui traversi in combinazione SLU3 – Ponteggio 1	85
Figura 39: Illustrazione dei parametri geometrici	90
Figura 40: Sforzo assiale sui montanti in combinazione SLU2 – Ponteggio 1	93
Figura 41: Sforzo assiale sui correnti in combinazione SLU3 – Ponteggio 1	99
Figura 42: Schemi statici equivalenti di trave su tre e quattro appoggi – Ponteggio 1	102
Figura 43: Diagramma del momento e del taglio per la trave su tre appoggi – Ponteggio 1	103
Figura 44: Diagramma del momento e taglio per la trave su quattro appoggi – Ponteggio 1	103
Figura 45: Schema statico equivalente di trave su due appoggi – traverso Ponteggio 1	104
Figura 46: Sistema di controventamento del layer esterno – Schema 1 Ponteggio 1	106
Figura 47: Sistema di controventamento laterale – Schema 1 Ponteggio 1	106
Figura 48: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU4 – Dir.x Schema 1 Ponteggio 1	107
Figura 49: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU1- Dir. y Schema 1 Ponteggio 1	109
Figura 50: Spostamenti nodali in dir. x per la combinazione SLE3 – Schema 1 Ponteggio 1	112
Figura 51: Spostamenti nodali in dir. y per la combinazione SLE3 – Schema 1 Ponteggio 1	113
Figura 52: Sistema di controventamento del layer esterno – Schema 2 Ponteggio 1	115
Figura 53: Sistema di controventamento laterale – Schema 2 Ponteggio 1	116
Figura 54: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU1 – Dir.x Schema 2 Ponteggio 1	117
Figura 55: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU1 - Dir. y Schema 2 Ponteggio 1	118
Figura 56: Spostamenti nodali in dir. x per la combinazione SLE3 – Schema 2 Ponteggio 1	119
Figura 57: Spostamenti nodali in dir. y per la combinazione SLE3 – Schema 2 Ponteggio 1	120
Figura 58: Vista frontale del layer esterno e vista laterale sinistra del modello a tre campate – Ponteggio 1	123
Figura 59: Vista frontale del layer interno e vista laterale destra del modello a tre campate – Ponteggio 1	124
Figura 60: Schema frontale e laterale del Ponteggio 1 – modello a 3 campate	126
Figura 61: schemi statici equivalenti di trave su tre e quattro appoggi – Ponteggio 2	130
Figura 62: Diagramma del momento e del taglio della trave su tre appoggi – Ponteggio 2	130
Figura 63: Diagramma del momento e del taglio della trave su quattro appoggi – Ponteggio 2	131
Figura 64: Schema statico equivalente di trave su due appoggi – traverso Ponteggio 2	131

Figura 65: Diagramma del momento – traverso Ponteggio 2	132
Figura 66: Diagramma del taglio – traverso Ponteggio 2	132
Figura 67: Sforzo assiale sui montanti in combinazione SLU4 – Ponteggio 2	134
Figura 68: Sforzo assiale sui correnti in combinazione SLU5 – Ponteggio 2	136
Figura 69: Sforzo assiale sui traversi in combinazione SLU3 – Ponteggio 2	140
Figura 70: Sforzo assiale sui traversi in combinazione SLU5 – Ponteggio 2	142
Figura 71: Sforzo assiale sui montanti in combinazione SLU1 – Ponteggio 2	148
Figura 72: Sforzo assiale sui correnti in combinazione SLU3 – Ponteggio 2	154
Figura 73: Schemi statici equivalenti di trave su tre e quattro appoggi – Ponteggio 2	156
Figura 74: Diagramma del momento e del taglio per la trave su tre appoggi – Ponteggio 2	157
Figura 75: Diagramma del momento e taglio per la trave su quattro appoggi – Ponteggio 2	157
Figura 76: Schema statico equivalente di trave su due appoggi – traverso Ponteggio 2	158
Figura 77: Sistema di controventamento del layer esterno – Ponteggio 2	159
Figura 78: Sistema di controventamento laterale – Ponteggio 2	160
Figura 79: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU1 – Dir.x Ponteggio 2	161
Figura 80: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU4 - Dir. y Ponteggio 2	163
Figura 81: Spostamenti nodali in direzione x per la combinazione SLE3 – Ponteggio 2	165
Figura 82: Spostamenti nodali in direzione y per la combinazione SLE3 – Ponteggio 2	166
Figura 83: Vista frontale del layer esterno e vista laterale sinistra del modello a tre campate – Ponteggio 2	168
Figura 84: Vista frontale del layer interno e vista laterale destra del modello a tre campate – Ponteggio 2	169
Figura 85: Illustrazione della base d'appoggio	172
Figura 86: Esempio di una reggia metallica, un sigillo e una tendireggia	173
Figura 87: Connettore BAMBOOTIX-X	173
Figura 88: Esempio di connessione con BAMBOOTIX-X	173
Figura 89: Illustrazione del collegamento tra due culmi ortogonali	174
Figura 90: Illustrazione del connettore per culmi inclinati	175
Figura 91: Illustrazione del collegamento tra due culmi paralleli	176

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Confronto del bambù con i principali materiali da costruzione (Janssen, 1981)	5
Tabella 2: classi di larghezza per le aree di lavoro	24
Tabella 3: classi di altezza libera	25
Tabella 4: classi di carico	27
Tabella 5: Classi di servizio	36
Tabella 6: Valori medi di resistenza del bambù Moso italiano	37
Tabella 7: Valori medi dei moduli elastici del bambù Moso italiano	38
Tabella 8: Valori di tk in funzione del numero di campioni n	39
Tabella 9: Valori del coefficiente $k_{0.05,0.75}$ in funzione del numero di campioni n	39
Tabella 10: Valori di resistenza caratteristici al frattile 5% e confidenza del 75% del bambù Moso italiano	40
Tabella 11: Coefficiente di ridondanza CR	40
Tabella 12: Coefficiente di durata del carico CDF	41
Tabella 13: Coefficiente di temperatura	41
Tabella 14: Coefficiente di sicurezza del materiale	42
Tabella 15: Valori delle resistenze di progetto del bambù Moso italiano	42
Tabella 16: Coefficiente di durata del carico CDE	43
Tabella 17: Valori del coefficiente $k_{mean,0.75}$ in funzione del numero di campioni n	44
Tabella 18: Valori medi dei moduli elastici con confidenza del 75% del bambù Moso italiano	44
Tabella 19: Valori dei moduli elastici di progetto del bambù Moso italiano	45
Tabella 20: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio S235	45
Tabella 21: Valori del coefficiente di forma	52
Tabella 22: Valori di CE per diverse classi di esposizione	52
Tabella 23: valori dei parametri $\nu b, 0, a_0$ e ks	54
Tabella 24: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU	56
Tabella 25: Valori dei coefficienti di combinazione	56
Tabella 26: Proprietà geometriche del Ponteggio 1	64
Tabella 27: Dimensioni della superficie di lavoro del Ponteggio 1	65
Tabella 28: Proprietà geometriche medie della sezione trasversale dei culmi – Ponteggio 1	65
Tabella 29: Area totale A_{\parallel} degli elementi di un singolo modulo del Ponteggio 1	66
Tabella 30: Area totale A_{\perp} degli elementi di un singolo modulo del Ponteggio 1	66
Tabella 31: Dimensioni minime dei traversi – Ponteggio 1	73

Tabella 32: Coefficiente di lunghezza efficace	76
Tabella 33: Dimensioni minime dei montanti – Ponteggio 1	78
Tabella 34: Dimensioni minime dei correnti – Ponteggio 1	81
Tabella 35: Valori del coefficiente di amplificazione K_m	91
Tabella 36: Elementi per il Ponteggio 1	125
Tabella 37: Proprietà geometriche del Ponteggio 2	126
Tabella 38: Dimensioni della superficie di lavoro del Ponteggio 2	127
Tabella 39: Proprietà geometriche medie della sezione trasversale dei culmi – Ponteggio 2	127
Tabella 40: Dimensioni minime dei traversi – Ponteggio 2	133
Tabella 41: Dimensioni minime dei montanti – Ponteggio 2	136
Tabella 42: Dimensioni minime dei correnti – Ponteggio 2	138
Tabella 43: Elementi per il Ponteggio 2	170

1. INTRODUZIONE

Uno degli aspetti che ad oggi è diventato di fondamentale importanza all'interno del mondo delle costruzioni è quello di riuscire a progettare opere che siano in grado di minimizzare il loro impatto sull'ambiente, sia in termini di materiali utilizzati sia in termini di tecniche di costruzioni e prestazioni energetiche. Proprio per queste ragioni, l'architettura sostenibile sta prendendo sempre più spazio in Europa e in particolare in Italia dove sono sempre più diffuse le sperimentazioni su vari materiali di origine naturale, innovativi per il loro utilizzo in determinati contesti culturali. Esiste in natura un materiale da costruzione che non solo ha buone proprietà meccaniche, ma che è anche dotato di caratteristiche intrinseche come la velocità di crescita che possono farlo competere con i principali materiali utilizzati in edilizia: il bambù.

1.1 Il bambù come materiale strutturale

1.1.1 Specie e diffusione

La pianta del bambù appartiene alla famiglia delle graminacee ed esistono ben oltre 1400 specie che crescono spontaneamente in molteplici zone del globo terrestre, soprattutto nelle aree tropicali e subtropicali di alcuni continenti come l'Asia o l'America Latina dove sono molto diffuse (60% in Asia e Oceania, 30% nelle Americhe e 3% in Africa). In Europa non è presente alcuna specie di bambù autoctona, motivo per il quale negli ultimi decenni la coltivazione di questa pianta si sta diffondendo sempre di più anche nel nostro continente, riuscendo ad ottenere dei risultati positivi e al contempo favorevoli per l'ambiente.



Figura 1: Zone del mondo in cui il bambù cresce spontaneamente¹

¹ Immagine tratta da www.architetturaecosostenibile.it

Attualmente in Italia gli ettari destinati alla coltivazione di bambù sono in continuo aumento: dal 2014 (anno di fondazione del Consorzio Bambù Italia) ad oggi sono già oltre 2000 gli ettari piantati in tutto il paese, pochi in confronto ai 30 milioni di ettari esistenti al mondo (di cui solo 10 milioni in Cina); ma si tratta di un settore che è comunque in rapida crescita [1]. Ciò che incentiva la coltivazione di questa pianta non dipende solo dal territorio nazionale che si presta bene alla produzione grazie alla sua posizione geografica e alle sue condizioni climatiche, ma anche dai numerosi vantaggi che questo materiale è in grado di offrire.

Tuttavia, tra le molteplici specie esistenti, solo alcune possono essere adatte a un uso nell'ambito dell'ingegneria strutturale per via delle loro dimensioni e proprietà: la *Guadua angustifolia kunth*, il *Phyllostachys bambusoides* e soprattutto il *Phyllostachys edulis* sono tre delle principali specie di bambù gigante utilizzate in quanto sono in grado di raggiungere dei diametri notevoli (in casi eccezionali il diametro del culmo può raggiungere anche i 30 cm) con degli spessori che tipicamente oscillano attorno al 10% del diametro stesso.



Figura 2: *Differenti specie di bambù*²

1.1.2 Ecologia e sostenibilità

Tra i motivi che portano a considerare il bambù un materiale da costruzione ecologico e sostenibile vi è la sua capacità di assorbire quantitativi di anidride carbonica superiori ad altre specie di arbusti. Studi recenti hanno dimostrato come un bambusetto di un ettaro della specie *Phyllostachys edulis* prodotta in Italia sia in grado di prelevare annualmente una quantità di anidride carbonica ben 36 volte maggiore rispetto a un bosco misto di conifere e latifoglie (275 tonnellate di CO₂ all'anno contro

² Immagine tratta da www.pixels.com, foto di P. Goetgheluck

le 7,74 di un bosco misto) [2]. Inoltre, la coltivazione del bambù non richiede l'uso di alcun fertilizzante chimico, rispettando così anche le condizioni naturali del suolo.

Una delle proprietà che contraddistingue il bambù dalle altre specie vegetali è la velocità con cui la pianta sia in grado di crescere: in media, un culmo di bambù può crescere di circa 25 cm nell'arco di una sola giornata, fino ad arrivare anche a 90 – 100 cm in casi eccezionali. La rapida velocità di accrescimento rende il bambù un materiale molto più rinnovabile rispetto ad altri utilizzati in edilizia come il legno: a parità di area, il bambù può produrre sino a venti volte più legname rispetto alle conifere o latifoglie, con un aumento della biomassa annuale del 10 – 30% rispetto al 2 – 5% che si ha per gli alberi; percentuali che sicuramente permettono di ridurre l'impatto ambientale che viene causato dal disboscamento.

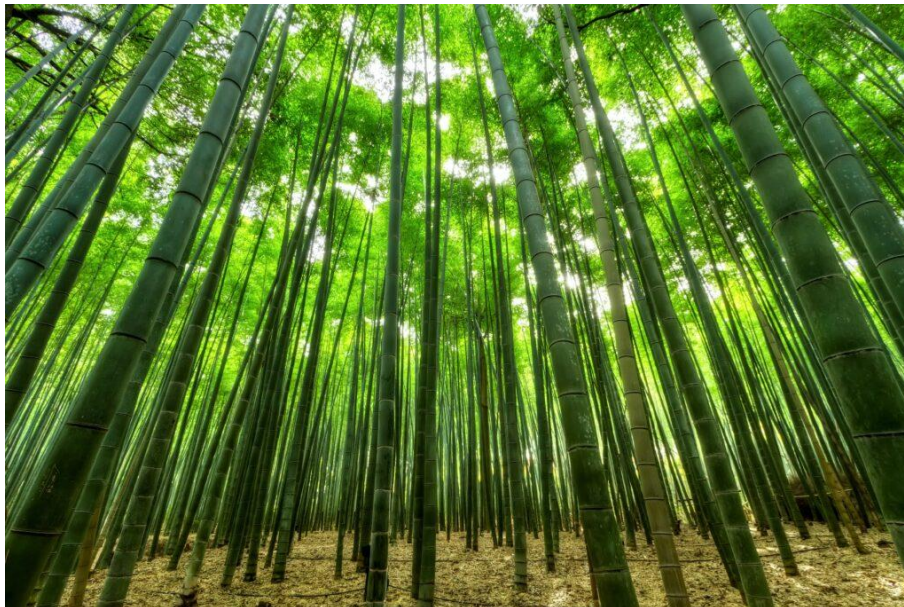


Figura 3: Coltivazione di bambù gigante in Italia³

Un altro aspetto legato alle piantagioni di bambù che è sicuramente vantaggioso per la loro coltivazione è la capacità di rigenerarsi spontaneamente dopo il taglio: il bambù ha bisogno di soli 3 – 5 anni per ricrescere a differenza di un albero che ne richiede tra i 15 e i 20. Questo permette di accelerare il ciclo produttivo del materiale che, con le giuste accortezze nel campo, può essere garantito per numerosi decenni considerando che la durata di vita media di un bambusetto a regime è di circa cento anni.

1.1.3 Proprietà fisiche e meccaniche

L'impiego del bambù come materiale da costruzione ha origini molto antiche: le prime opere realizzate con culmi nella loro forma naturale risalgono al primo secolo a.C., costruite in paesi

³ Immagine tratta da www.foreverbambu.com

orientali come Cina e India dove il bambù ha sempre fatto parte della tradizione locale. Tuttora, in diverse zone del mondo le canne di bambù vengono ancora utilizzate in edilizia proprio per le caratteristiche fisiche e meccaniche che lo contraddistinguono per via della sua particolare anatomia.

Osservando la forma e la struttura interna di un culmo di bambù, questo si presenta come un elemento longitudinale a sezione circolare cava composto da un insieme di fasci vascolari (punti in nero in Figura 4) immersi in un tessuto definito parenchimatico che è prevalentemente formato da lignina (parte chiara in Figura 4). All'interno dei fasci è presente una elevata quantità di fibre, circa il 40% del volume totale, che è proprio la componente che conferisce al bambù una buona resistenza e rigidità. Le fibre e la lignina non sono distribuite in modo uniforme sia in direzione longitudinale che in direzione radiale: come si osserva nell'immagine seguente, le fibre sono maggiormente concentrate verso l'epidermide che è la parte più esterna del culmo.

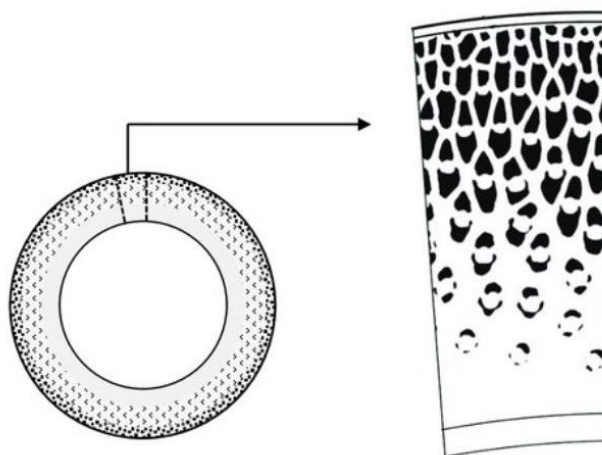


Figura 4: Sezione trasversale di un culmo di bambù⁴

Riuscire a definire in modo preciso le proprietà meccaniche del bambù non è semplice proprio perché queste variano di specie in specie e dipendono da numerosi fattori come il clima, il contenuto di umidità, le dimensioni del culmo e l'età. Come qualsiasi altro materiale ligneo, le caratteristiche meccaniche del materiale dipendono fortemente dall'orientazione delle fibre e per tale ragione, la resistenza del bambù nei confronti di sollecitazioni che sono dirette parallelamente rispetto alla fibratura è molto più alta se confrontata con quella che si ha quando lo sforzo è perpendicolare rispetto alla direzione delle fibre, come avviene nel caso di sforzi di taglio o di schiacciamenti localizzati. Proprio per queste ragioni, il bambù nella sua forma originale viene specialmente impiegato per strutture reticolari dove i vari componenti lavorano principalmente sotto sforzi assiali di compressione e trazione, o per la realizzazione di elementi monodimensionali come travi e pilastri.

⁴ Immagine tratta da www.researchgate.net, autore: W. T. W. Ariffin

Anche il contenuto di umidità all'interno del culmo è un aspetto che influenza fortemente le proprietà del bambù, sia in termini di caratteristiche meccaniche che di durata. Essendo un materiale igroscopico, questo fattore dipende dalle condizioni ambientali in cui il culmo lavora e le variazioni di umidità possono indurre a dei fenomeni come quelli di ritiro e rigonfiamento che incrementano lo stato tensionale nelle direzioni sfavorevoli. Inoltre, percentuali troppo alte di umidità nel bambù, generalmente superiori al 20%, riducono in modo non indifferente la resistenza e il modulo elastico del materiale e possono influire accelerando i fenomeni di degrado del materiale.

Studi condotti da Janssen nel 1981 hanno dimostrato come il bambù possa comunque competere con i classici materiali da costruzione come il calcestruzzo, l'acciaio o il legno, tanto da conferirgli il nome di "acciaio vegetale". Lo studioso ha infatti calcolato l'efficienza strutturale dei vari materiali mettendo a rapporto la resistenza e il modulo elastico con la densità:

Tabella 1: Confronto del bambù con i principali materiali da costruzione (Janssen, 1981)

Materiale	σ_d [MPa]/ ρ [kg/m ³]	E [MPa]/ ρ [kg/m ³]
Calcestruzzo	8/2400 \approx 0,003	25000/2400 \approx 10
Acciaio	160/7800 \approx 0,02	210000/7800 \approx 27
Legno	7,5/600 \approx 0,013	11000/600 \approx 18
Bambù	10/600 \approx 0,017	20000/600 \approx 33

Confrontando i vari rapporti si osserva come il bambù sia dotato non solo di buona resistenza, ma anche di una elevata leggerezza e flessibilità tale da renderlo un materiale ideale per le costruzioni in località ad alto rischio sismico oppure, come avviene tuttora in alcune zone della Cina, per la realizzazione di impalcature che siano leggere e al contempo veloci da installare e smontare [3].

Oggi giorno, grazie alle nuove tecnologie, è possibile utilizzare questo materiale in ambito strutturale in diversi nuovi modi: con la trasformazione e lavorazione del culmo è possibile produrre dei materiali ingegnerizzati in grado di allargare l'uso del bambù su più campi del settore, essendo questo limitato a causa della sua bassa durabilità e la sua difficile standardizzazione. Tra i vari esempi si può fare riferimento al bambù lamellare che permette di ottenere elementi di qualsiasi forma e dimensione tramite incollaggio di lamelle sottili ricavate dal culmo stesso, oppure l'impiego del bambù come materiale di rinforzo per travi in calcestruzzo o per creare dei nuovi materiali compositi.

1.2 I ponteggi in bambù

1.2.1 Pro e contro delle impalcature in bambù a Hong Kong

I ponteggi realizzati esclusivamente con culmi di bambù sono un tipo di impalcatura che da secoli viene ampiamente utilizzata nei lavori di costruzione in alcune zone del mondo, in particolare in Cina. Sebbene alcune rappresentazioni dimostrino che le prime impalcature in bambù risalgono al periodo di costruzione di alcuni dei monumenti più famosi come la Grande Muraglia Cinese, queste furono introdotte per la prima volta nel settore edile di Hong Kong nel XIX secolo subito dopo la colonizzazione da parte degli inglesi [4]. Per molto tempo queste impalcature sono state ampiamente utilizzate per la costruzione di case e edifici a più piani o per progetti di costruzione a breve termine come, ad esempio, i capannoni temporanei utilizzati per gli spettacoli dell'Opera cantonese.



Figura 5: Esempio di impalcatura in bambù a Hong Kong⁵

Tuttavia, l'arrivo dei ponteggi in acciaio alla fine degli anni '50 ha preso d'assalto il settore dell'edilizia portando negli ultimi decenni all'effettiva scomparsa delle impalcature di bambù in quasi tutta l'Asia. Solo a Hong Kong, nonostante la metropoli sia tra le più ricche e sviluppate al mondo, è stata preservata la tradizione secolare e tuttora continua ad essere utilizzato il bambù per la realizzazione delle impalcature. Nello specifico, vengono particolarmente impiegate per eseguire lavori di manutenzione e/o ristrutturazione sulle facciate degli edifici esistenti (anche di quelli che raggiungono i 100 metri di altezza) oppure utilizzate per l'allestimento delle numerose insegne pubblicitarie che invadono la città. Ciò che porta la regione di Hong Kong a adottare i ponteggi in bambù è da un lato la metodologia di costruzione del tutto sostenibile e dall'altro i diversi vantaggi

⁵ Immagine tratta da www.gettyimages.com, foto di F. J. Brown

che può avere questo materiale, rispetto all'acciaio, in termini di costo, peso specifico e velocità di montaggio.

Il bambù è molto più economico ed efficiente in termini di costi sia per quanto riguarda l'acquisto iniziale che per la sua conservazione, infatti, i culmi sono relativamente esenti da qualsiasi manutenzione e possono essere smaltiti organicamente dopo il loro massimo utilizzo. Facendo un confronto tra i materiali, il prezzo di una canna di bambù in Cina è circa il 5% del prezzo di un tubo metallico [5]; sebbene questi ultimi possano essere riutilizzati per 15 – 20 anni, il loro periodo di rimborso necessario a compensare il loro investimento iniziale è comunque più lungo e il rischio di non trarre benefici economici può risultare maggiore rispetto al bambù, considerando anche che gli elementi in acciaio hanno un elevato costo di stoccaggio. Il bambù, infatti, può trarre anche dei vantaggi in cantiere in quanto può essere depositato ovunque senza particolari accortezze: a differenza del metallo che ha un valore economico nettamente superiore, il rischio che si verifichino furti del materiale sul luogo di lavoro è molto basso.

Un altro vantaggio, visto anche nel paragrafo precedente, è l'elevato rapporto forza-peso che contraddistingue il bambù. Questo aspetto legato alla leggerezza del materiale influisce positivamente sui tempi richiesti per installare e smontare il ponteggio: le impalcature di bambù, infatti, sono 6 volte più veloci da montare e 12 volte più veloci da smantellare rispetto a quelle in acciaio, anche perché il lavoratore è in grado di posizionare più materiale sull'impalcatura durante la sua messa in opera. Inoltre, proprio per il suo basso peso specifico, risulta più agevole trasportare il materiale in sito potendo utilizzare dei mezzi di trasporto più piccoli che non richiedono particolari interventi sul traffico locale [6].



Figura 6: Deposito di culmi di bambù per una impalcatura a Hong Kong⁶

Anche la flessibilità del materiale e la possibilità di poterlo tagliare senza difficoltà sono aspetti che possono risultare positivi per questa tipologia di struttura: le impalcature in bambù, a differenza di quelle prefabbricate in acciaio, hanno il vantaggio di essere facilmente adattate alla superficie e riescono a evitare con semplicità i numerosi ostacoli che l'edificio stesso può presentare. Inoltre, hanno un'area di ingombro molto limitata che è un aspetto da non sottovalutare nelle zone densamente popolate e fitte di edifici che si presentano nelle realtà come la metropoli di Hong Kong.

Tuttavia, nonostante il bambù da una parte sia un materiale leggero, flessibile ed economico, dall'altra, nel suo impiego per i ponteggi, presenta anche degli svantaggi non trascurabili, sia legati al materiale, come la presenza di difetti, di degradabilità che ne limitano le sue prestazioni, sia in termini di sicurezza della struttura. Nell'ultimo decennio l'uso dei ponteggi in bambù risulta in costante declino a causa della continua carenza di manodopera e dei problemi legati alla sicurezza sul luogo di lavoro. Per i ponteggiatori è infatti richiesta una specifica formazione e l'acquisizione di una licenza prima di poter praticare questa professione, sia perché le connessioni tra i vari componenti dell'impalcatura necessitano di specifiche abilità da parte dell'operatore (essendo queste realizzate con fascette in nylon che richiedono determinate tecniche di legatura), ma anche perché l'altezza elevata dell'impalcatura mette ad alto rischio la vita di chi è addetto ai lavori.

⁶ Immagine tratta da www.wikipedia.org, foto di V. Grigas

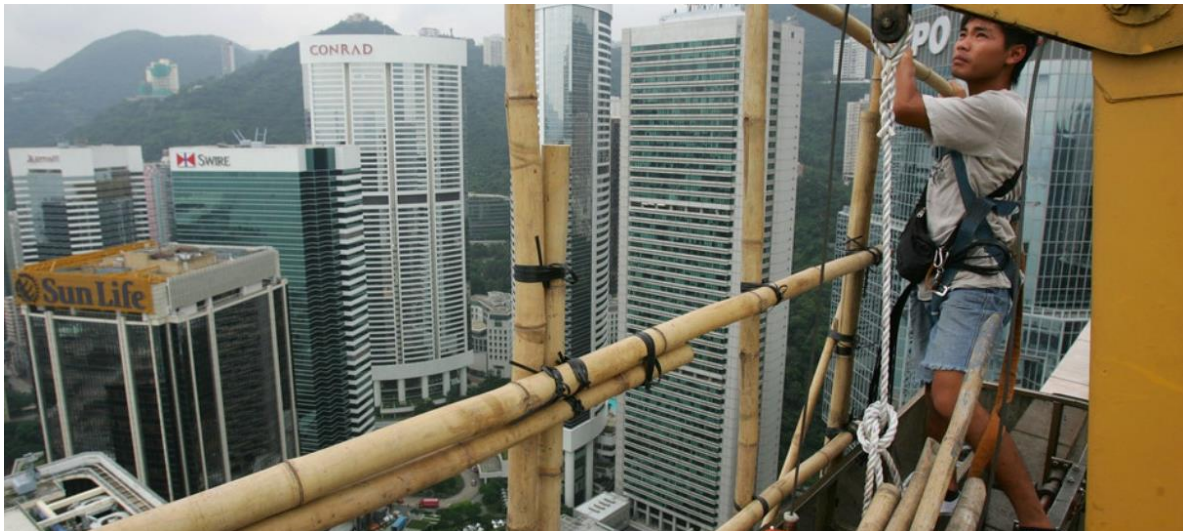


Figura 7: Connessione realizzata con fascette in nylon durante il montaggio di un ponteggio a Hong Kong⁷

Sebbene l'Occupational Safety and Health Council di Hong Kong abbia finanziato degli studi sistematici che hanno portato alla pubblicazione di raccomandazioni per garantire l'uso sicuro di queste opere temporanee, feedback recenti hanno fatto emergere ulteriori problematiche che ostacolano la messa in sicurezza dei ponteggi in bambù. Alcune indagini hanno dimostrato come le intersezioni e i nodi dei culmi di bambù nelle impalcature non possano essere utilizzati per ancorare correttamente le cinture di sicurezza [7]: questa restrizione ha purtroppo creato una condizione piuttosto sfavorevole per i lavoratori che sono impossibilitati a collegare l'imbracatura di sicurezza su un ancoraggio che sia affidabile durante le varie fasi di montaggio, modifica o smontaggio delle impalcature stesse, soprattutto per quelle che superano la copertura dell'edificio.

Per quanto riguarda le problematiche strutturali, un ponteggio in bambù che raggiunge tali quote può non avere una resistenza adeguata a contrastare l'elevata pressione indotta dal vento. Inoltre, anche le condizioni ambientali e la diretta esposizione delle canne di bambù agli agenti atmosferici sono delle caratteristiche da non sottovalutare in quanto riducono la capacità di carico del ponteggio stesso. Studi e indagini scientifici condotti sulla qualità del bambù destinato alle impalcature in Cina hanno mostrato come la resistenza a flessione e a compressione del materiale diminuisca di circa la metà passando dallo stato anidro allo stato umido [8].

Attualmente diversi ricercatori si stanno applicando per trovare un punto di incontro tra i ponteggi in bambù e la sicurezza sul luogo di lavoro. Ad esempio, una possibile soluzione che è stata approfondita dagli studi di Zhang C. considera l'unione di aste di bambù con tubi metallici, in modo da migliorare

⁷ Immagine tratta da www.reuters.com, foto di P. Yeung

la resistenza e la rigidità nei punti che possono risultare critici per la struttura. Queste impalcature miste hanno lanciato una serie di nuove sfide tecniche sulle quali si sta ancora lavorando [9].

Nel capitolo successivo vengono mostrate le linee guida e gli schemi tipici utilizzati per la realizzazione dei ponteggi in bambù a Hong Kong.

1.2.2 Prospettive in Italia

Ciò che in parte ha spinto ad avviare questa ricerca sulla possibilità di realizzare in Italia dei ponteggi utilizzando esclusivamente materiali naturali e sostenibili come il bambù è la carenza di materiali che negli ultimi due anni sta affliggendo il settore edile nel nostro paese. L'introduzione delle nuove misure di incentivazione che puntano a rendere più efficienti e più sicure (o semplicemente ad abbellire) le abitazioni, ha portato a un forte richiesta di interventi di manutenzione sugli edifici esistenti e di conseguenza, alla richiesta di ponteggi.

Il problema nasce dall'improvviso e repentino aumento dei prezzi dei materiali utilizzati in edilizia (nel 2021 sono stati registrati in generale dei rincari di circa il 10 – 15% sui materiali, in particolare del 20,8%, con punte del 50%, per quanto riguarda i metalli) che ha portato a un rallentamento di tutti i lavori di manutenzione nei cantieri d'Italia [10]. A causa della mancanza dei materiali, molte impalcature sono di fatto rimaste bloccate e inutilizzate compromettendo il loro utilizzo per eventuali interventi futuri, riducendo così la loro disponibilità e innescando ulteriori ritardi sui lavori da eseguire.

Poter realizzare dei ponteggi in bambù significherebbe dare un'alternativa alle strutture per l'esecuzione dei lavori nei cantieri italiani. Seppur inizialmente in piccola scala, potrebbe essere un tentativo sia per limitare le problematiche relative ai costi di produzione e/o trasporto delle attuali impalcature in acciaio, sia per introdurre il concetto di sostenibilità nel settore delle strutture temporanee. Tuttavia, il tema della salute e della sicurezza sul lavoro in Italia è un argomento delicato e oggetto di impegno costante che ha come unico scopo quello di tutelare appieno la salute di chiunque si trovi nell'ambiente lavorativo. Anche per quanto riguarda i ponteggi e le strutture provvisorie, all'interno del d.lgs. 81/2008 vengono date delle specifiche direttive per assicurare che essi siano perfettamente in regola e che si riduca al minimo la probabilità di far accadere eventi dannosi. Le normative in vigore per i ponteggi sono ormai molto dettagliate e mirano ad agevolare la costruzione delle impalcature in acciaio, specie quando si ha la possibilità di poter realizzare in serie degli elementi prefabbricati che possono essere assemblati facilmente e velocemente in opera.

D'altra parte, il bambù è un materiale che solo nell'ultimo decennio sta cominciando a far parte del contesto culturale europeo e per questo ancora non esistono delle specifiche regolamentazioni sul suo

utilizzo nel nostro paese. Uno dei primi obiettivi è quindi quello di comprendere se ci possa essere un punto di incontro tra un materiale come il bambù utilizzato nella sua forma naturale, e un sistema di regole rigido e ben strutturato come quello delle normative italiane ed europee che viene adottato per le costruzioni, o più nello specifico per i ponteggi.

Ideare un modello di impalcatura in bambù che possa essere a norma in Italia e che sfrutti al meglio le potenzialità del materiale, ispirandosi a ciò che è noto sull'utilizzo dei ponteggi in bambù a Hong Kong, può essere complicato anche dal punto di vista della pratica progettuale, soprattutto per quanto riguarda la progettazione delle connessioni. Le tecniche con cui vengono uniti i culmi a Hong Kong mediante striscette di plastica annodate di certo non possono essere adottate anche in Italia, sia perché in ambito strutturale non hanno mai fatto parte della nostra cultura, sia perché non consentirebbero di migliorare, o perlomeno di raggiungere, un livello sufficiente di sicurezza della struttura. Proprio da questi ragionamenti nasce il secondo obiettivo, parallelo al precedente, che consiste nell'ideare delle connessioni che possano essere da un lato resistenti ed efficaci, dall'altro semplici e veloci da installare senza che sia richiesta una specifica formazione dei lavoratori.

1.3 Le connessioni

Più in generale, tra gli aspetti che più influenzano il corretto funzionamento di una struttura composta da elementi in bambù vi è la buona progettazione dei sistemi di connessione tra i vari culmi. La complessità nella realizzazione dei giunti tra due o più aste deriva da una serie di fattori relativi al materiale stesso: in primo luogo, bisogna considerare che le dimensioni e le proprietà del culmo variano da elemento a elemento. Il diametro, lo spessore, la microstruttura, la scabrezza della superficie sono solo alcune delle variabili che richiedono una particolare attenzione nella progettazione; anche la forma circolare cava della canna stessa può risultare problematica, così come le proprietà meccaniche del materiale stesso che, essendo ortotropo, dipendono dall'orientamento rispetto alla direzione longitudinale delle fibre.

Nello specifico, le tipologie di giunzioni possono essere raggruppate in due famiglie: i giunti tradizionali e i giunti ingegnerizzati. Al primo gruppo appartengono tutte quelle connessioni legate appunto alla lunga tradizione che c'è dietro l'utilizzo del bambù come materiale da costruzione come, ad esempio, le connessioni realizzate con corde o quelle realizzate con sagomature e/o forature. Al secondo gruppo, invece, appartengono tutte le connessioni più moderne che sfruttano specifici connettori fabbricati in acciaio o particolari materiali ingegnerizzati che vengono utilizzati per il riempimento del culmo.

1.3.1 Giunti tradizionali

Come accennato nel paragrafo precedente, i giunti tradizionali sono quelli maggiormente utilizzati non solo per ragioni prettamente culturali, ma anche per la facilità con cui essi possono essere realizzati e/o per la disponibilità dei materiali richiesti. Tra le principali tecniche adottate, quella più antica e tuttora in uso si basa sull'utilizzo di corde per l'unione dei vari culmi.

Le corde, semplicemente intrecciate o multiple, sono genericamente costituite da fibre naturali, ad esempio fibra di cocco, juta o del bambù stesso, ma possono anche essere realizzate con materiali sintetici come il nylon o in metallo, anche se soggetti a corrosione. Questo tipo di collegamento funziona principalmente per attrito, ragione per cui non è dotato di grande resistenza a causa della superficie esterna del bambù che è liscia. Tuttavia, per massimizzare le prestazioni della corda stessa, il nodo viene realizzato quando le fibre dell'elemento di giunzione sono ancora sature d'acqua, così da incrementare la tensione sul nodo quando queste si essiccano in un secondo momento.

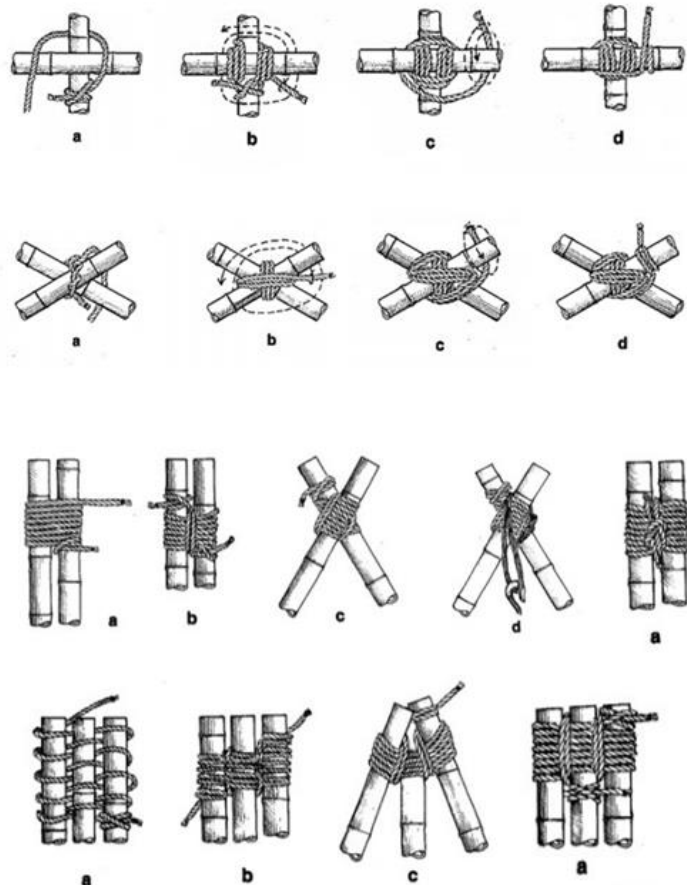


Figura 8: Esempi di legatura con corde tra due o più culmi

Nonostante la resistenza e la durabilità siano limitate, è comunque una soluzione vantaggiosa per quanto riguarda il basso costo, il basso impatto ambientale, la semplicità di realizzazione, l'adattabilità alla struttura e la possibilità di non forare il culmo. Sono inoltre molteplici le tecniche di legatura che variano a seconda di come le singole aste debbano essere posizionate, come è illustrato nell'immagine in figura 8 [11].

Un'altra tecnologia che rientra tra quelle tradizionali consiste nell'incastare un culmo nell'altro e bloccare il movimento inserendo dei perni, che tipicamente sono dei cunei in legno o dei bulloni. In questo modo si realizza un'area in grado di assorbire lo sforzo e limitare lo scorrimento relativo tra le aste, migliorando la stabilità complessiva del giunto. La problematica relativa a questa tipologia di connessione consiste nel praticare dei fori nei culmi, riducendo di conseguenza la sezione resistente dell'elemento. Inoltre, la realizzazione dei fori nel bambù se non ben eseguita può generare alcune fessurazioni nella direzione longitudinale del culmo (fenomeno dello "splitting") che introdurrebbe ulteriori problemi in termini di resistenza e stabilità del giunto. Nell'immagine di lato sono mostrati alcuni esempi di connessioni forate con perni [11]. Anche questa tipologia di connessione ha un costo relativamente basso, un limitato impatto sull'ambiente e può essere adattabile in base alle esigenze costruttive, ma richiede comunque una manodopera che sia precisa e accurata e può essere soggetta ai fenomeni di degrado.

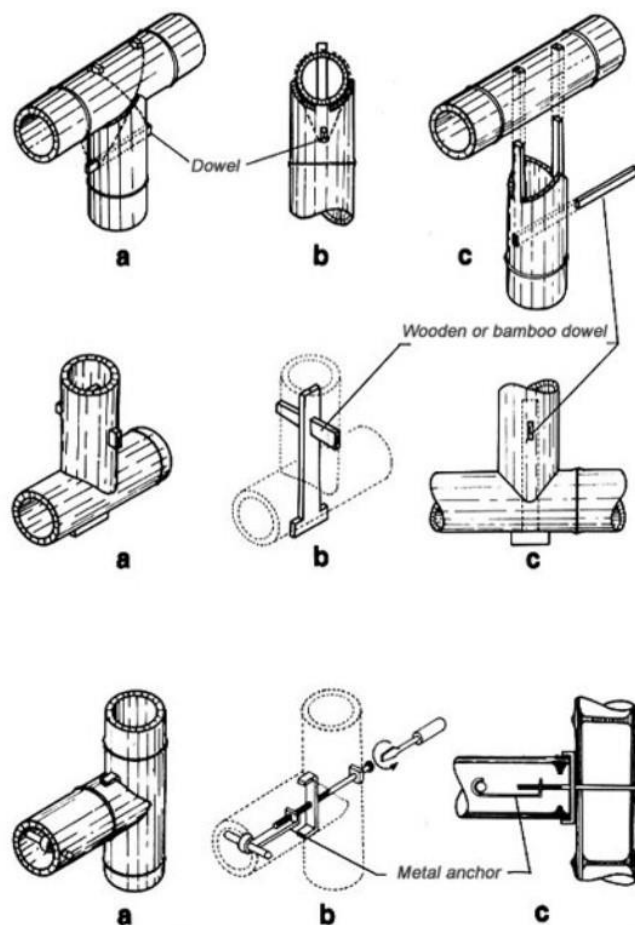


Figura 9: Esempi di giunti realizzati con fori e perni

1.3.2 Giunti utilizzati nelle impalcature

Per quanto riguarda i ponteggi in bambù attuali, i nodi tra i vari componenti della struttura vengono realizzati utilizzando delle strisce di plastica opportunamente legate mediante specifiche tecniche [12]. Questa soluzione viene adottata per tutte le connessioni della struttura e si distinguono tre tipologie di nodi:

Nodi di base: è un semplice nodo comunemente usato per collegare due culmi di bambù con strisce di plastica. I nodi devono essere stretti e fissati facendo 5 giri attorno alle aste così da formare una chiusura che sia aderente. Questa tipologia di connessione viene usata principalmente per collegare un montante o elemento di controventamento con un corrente o un traverso;



Figura 11: Esempio di nodo trattenuto

Nodo rinforzato: è un nodo simile al precedente in quanto viene inserita una seconda striscia di plastica o un filo zincato per tenere saldo il nodo di base. L'unica differenza è che il nodo principale si estende su una porzione di culmo maggiore e per questo, viene utilizzato per gli elementi più sollecitati necessari per ancorare e fissare la struttura.



Figura 10: Esempio di nodo di base

Nodo trattenuto: Viene realizzato inserendo un'ulteriore striscia di plastica o un filo zincato che trattiene il nodo di base, in modo da creare una connessione più resistente e rigida. Viene adottata specialmente per gli elementi di controventamento che hanno un'inclinazione che non è ortogonale;



Figura 12: Esempio di nodo rinforzato

L'elemento comune tra le tre tipologie di nodo è quello principale di base che, con o senza rinforzo, permette il corretto funzionamento della connessione. Vengono distinte tre diverse tecniche per realizzare il nodo di base a seconda di come i culmi siano orientati nello spazio:

- Tecnica per la sovrapposizione di due culmi in parallelo;
- Tecnica per giunti tra due culmi ortogonali;
- Tecnica per giunti rinforzati tra culmi inclinati.

Ciò che distingue le tre tecniche è la sequenza di passaggi che viene adottata. In ogni caso, devono comunque essere eseguiti 5 giri attorno alle aste per garantire una buona aderenza e limitare problemi legati allo slittamento o alla rotazione relativa tra le aste. Come accennato nel paragrafo precedente, nonostante queste connessioni non garantiscano la sicurezza dei ponteggiatori, vengono comunque tuttora utilizzate perché permettono di montare e smontare l'impalcatura in tempi relativamente bassi.

Nel capitolo successivo relativo alle linee guida sono stati riportati ulteriori dettagli tecnici sulle strisce utilizzate e sui dettagli costruttivi della connessione.

1.3.3 Giunti ingegnerizzati

Con l'obiettivo di migliorare le prestazioni e l'efficacia dei giunti tra culmi di bambù, sono stati introdotti nuovi elementi ingegnerizzati per le connessioni realizzati con materiali più rigidi e resistenti come l'acciaio. Adottare dei connettori metallici in sostituzione delle classiche corde o dei perni fa sì che si riesca ad avere un maggior controllo sul giunto in termini sia di resistenza sia di durabilità. Sebbene a differenza delle altre soluzioni questa implicherebbe un maggior costo economico e ambientale, la possibilità di riuscire a standardizzare degli elementi di connessione permetterebbe non solo di avere una maggiore sicurezza sul giunto, ma anche di poter concretizzare dei nodi più complessi nella loro struttura.

Nonostante i numerosi vantaggi, bisogna comunque prestare attenzione alle problematiche che si riscontrerebbero sul bambù o sull'interazione acciaio-legno: ad esempio, eseguire forature sui culmi per inserire elementi metallici non garantirebbe una buona resistenza dal punto di vista del materiale ligneo, oppure, data l'ottima conducibilità di calore dell'acciaio, la struttura potrebbe avere una scarsa resistenza al fuoco essendo velocizzata la combustione del bambù stesso.

Tipicamente la forma e la geometria del connettore metallico viene realizzata in modo che non venga modificata la struttura naturale del bambù: per far ciò, gli elementi in acciaio vengono applicati esternamente e vengono realizzati con delle forme in grado di adattarsi alla geometria circolare del culmo stesso. Le connessioni realizzate in questo modo lavorano principalmente per attrito per cui risulta comunque fondamentale garantire una buona aderenza tra l'acciaio e il bambù: principalmente vengono utilizzati bulloni o reggette/fascette metalliche per tenere ben saldo il connettore metallico al culmo di bambù. In aggiunta, è possibile anche limitare quei problemi legati alle eccentricità tra due o più aste facendo convergere gli assi degli elementi stessi in un unico punto che possa essere il più baricentrico possibile, in modo da sottoporre il bambù ai soli sforzi assiali. Nelle immagini seguenti si mostrano alcuni esempi di connettori metallici dai quali è stato anche preso spunto per il caso di studio.

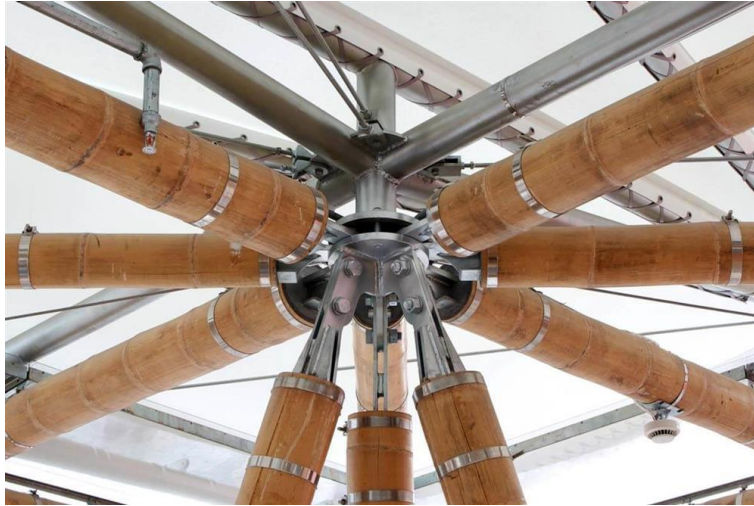


Figura 13: Giunto in acciaio nella "German-Chinese House" (MUDI)⁸

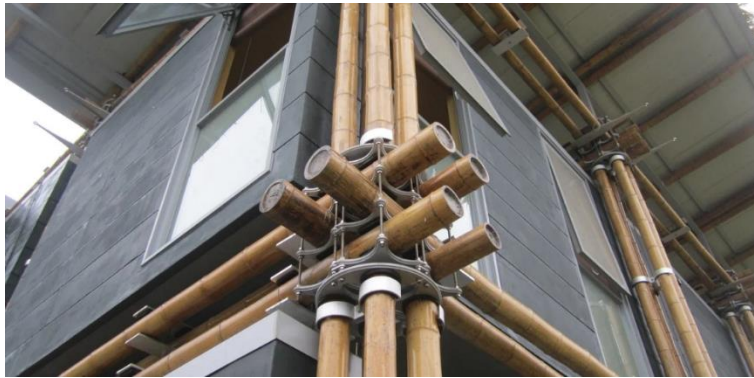


Figura 14: Giunto in acciaio per bambù progettato dallo Studio Cardenas Conscious Design⁹



Figura 15: Connettori Bambootix X prodotti da Bambushandel CONBAM¹⁰

⁸ Immagine tratta da www.mudi.com

⁹ Immagine tratta da www.inbar.int

¹⁰ Immagine fornita da Bambushandel CONBAM

2. LINEE GUIDA SULLA PROGETTAZIONE DEI PONTEGGI

Nel seguente capitolo sono state riportate sinteticamente le principali regole da seguire per la corretta progettazione di un ponteggio: in particolare, da un lato sono stati evidenziati i criteri che vengono seguiti a Hong Kong per la realizzazione delle impalcature in bambù [13], dall'altro è stato trattato il quadro normativo europeo attualmente in vigore. Lo scopo è quello di riuscire a progettare un ponteggio interamente composto da culmi di bambù che rispetti le normative sulla progettazione e sulla sicurezza di una impalcatura in Italia, prendendo come spunto le pratiche seguite a Hong Kong.

2.1 Design e costruzione dei ponteggi in bambù

Le principali strutture di ponteggio in bambù che vengono realizzate a Hong Kong sono ben tre e si distinguono in base al tipo di intervento richiesto:

- Ponteggi a due livelli;
- Ponteggi sospesi;
- Ponteggi per insegne pubblicitarie.

Ciascuno dei modelli sopracitati segue dei propri criteri di progettazione sia per quanto riguarda le tipologie di canne da utilizzare, sia per la geometria dell'intera struttura. Nel dettaglio, in questo elaborato si è posta l'attenzione sul modello di ponteggio a doppio-layer essendo quello che più si avvicina alle attuali impalcature metalliche a norma.

2.1.1 Il ponteggio a due livelli

Nell'immagine successiva è rappresentato uno schema generale di una impalcatura in bambù a due livelli dove sono mostrati tutti gli elementi e i particolari costruttivi necessari per la realizzazione di questa tipologia di struttura.

In primo luogo, si osserva che i tipi di canne utilizzate sono due e sono indicate con i termini *Kao Jue* e *Mao Jue*. La differenza principale tra le due tipologie consiste nella dimensione della sezione trasversale del culmo; mentre per il *Kao Jue* (elementi più chiari in Figura 16) il diametro nominale esterno non deve essere inferiore a 40 mm, per il *Mao Jue* (elementi più scuri in Figura 16) non deve risultare inferiore a 75 mm (con uno spessore di almeno 10 mm) in tutte le zone dove non si ha la sovrapposizione di più elementi. Per questi aspetti legati alle dimensioni del culmo, la specie di bambù che solitamente viene adottata per il *Kao Jue* è la *Bambusa pervariabilis* mentre il *Mao Jue* il *Phyllostachys edulis*. In entrambi i casi, gli elementi devono avere un'età compresa tra i 3 e i 5 anni e devono essere stati correttamente essiccati al chiuso e in posizione verticale per almeno 3 mesi prima del loro utilizzo.

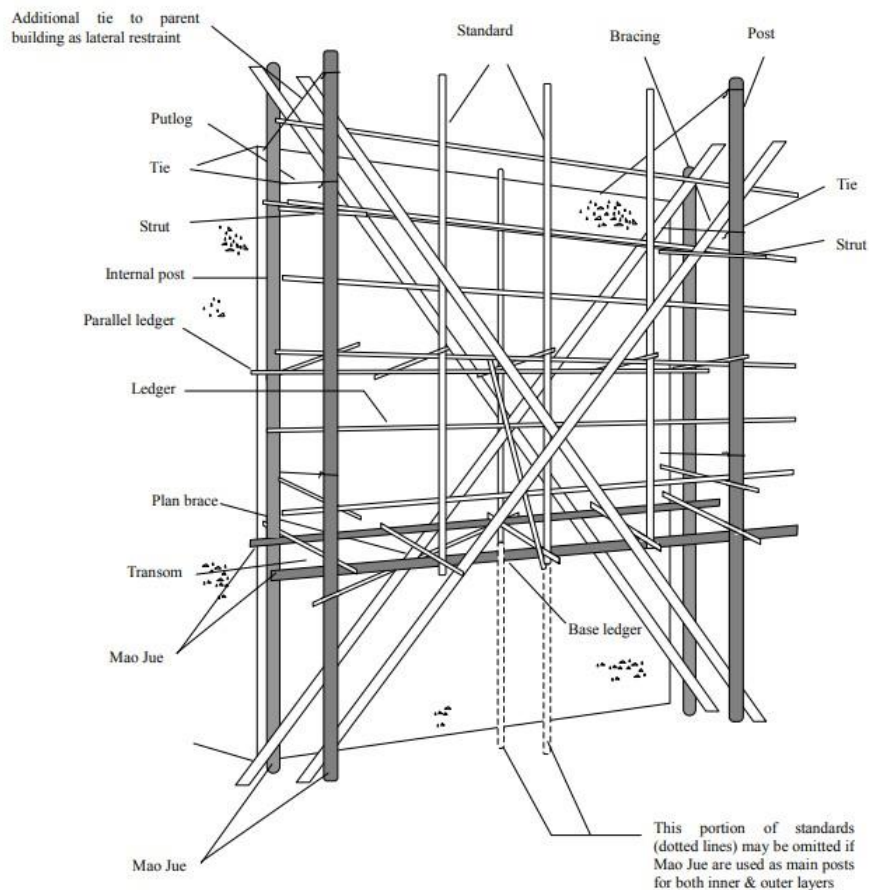


Figura 16: Elementi che compongono una impalcatura a due livelli in bambù¹¹

I due livelli vengono tipicamente realizzati posizionando i montanti del layer interno a una distanza di 200 - 250 mm dalla facciata dell'edificio e quelli del layer esterno a una distanza di 600 mm da quelli interni, così da creare lo spessore sul quale inserire le piattaforme che si appoggiano direttamente sui traversi (transom).

Per quanto riguarda lo strato più esterno, i montanti (post), che svolgono la funzione di trasferire il carico al suolo, sono realizzati con elementi Mao Jue posti a una distanza massima di circa 1,3 m. Quest'ultimi, sono collegati tra loro attraverso dei correnti orizzontali (ledger) che svolgono invece la funzione di tenere fissa la posizione degli elementi verticali. Per i correnti vengono utilizzati diametri inferiori attraverso elementi Kao Jue, ad eccezione di quello posto alla base per il quale viene scelto un diametro maggiore. La ragione per cui il corrente alla base sia realizzato con elementi Mao Jue è dovuta alla possibilità di poter aggiungere ulteriori elementi verticali di irrigidimento (standard) che non sono allungati fino al suolo, ma sfruttano il corrente stesso come base d'appoggio. Gli standards vengono quindi posti tra due montanti principali a una distanza di circa 650 mm. Infine, per creare un rinforzo in grado di conservare la stabilità laterale, viene creato un sistema di

¹¹ Immagine tratta da "Guidelines on the Design and Construction of Bamboo Scaffolds"

controventamento posizionando due Kao Jue ad X con una inclinazione tra i 45° - 60° . Ogni elemento di controventamento deve essere opportunamente legato a tutti gli elementi verticali e orizzontali che costituiscono il layer.

Per lo strato più interno è possibile utilizzare esclusivamente elementi Kao Jue sia per i montanti che per i correnti, a patto che si rispettino determinate distanze tra i vari componenti. È comunque consigliato, qualora venissero adottati interassi maggiori, di utilizzare alla base elementi Mao Jue anche per realizzare il layer interno.

In alternativa, i montanti possono anche essere posti a una distanza maggiore di circa 2 – 3 m, ma in tal caso è richiesta una specifica progettazione da chi di competenza. Nell'immagine seguente è mostrato l'esempio di un modello di una impalcatura alta $H = 15,0\text{ m}$ dove è stato posto l'interasse dei montanti pari a $L = 3,0\text{ m}$: i tratti in grafica con spessore maggiore rappresentano gli elementi Mao Jue (MJ), mentre quelli più sottili i Kao Jue (KJ).

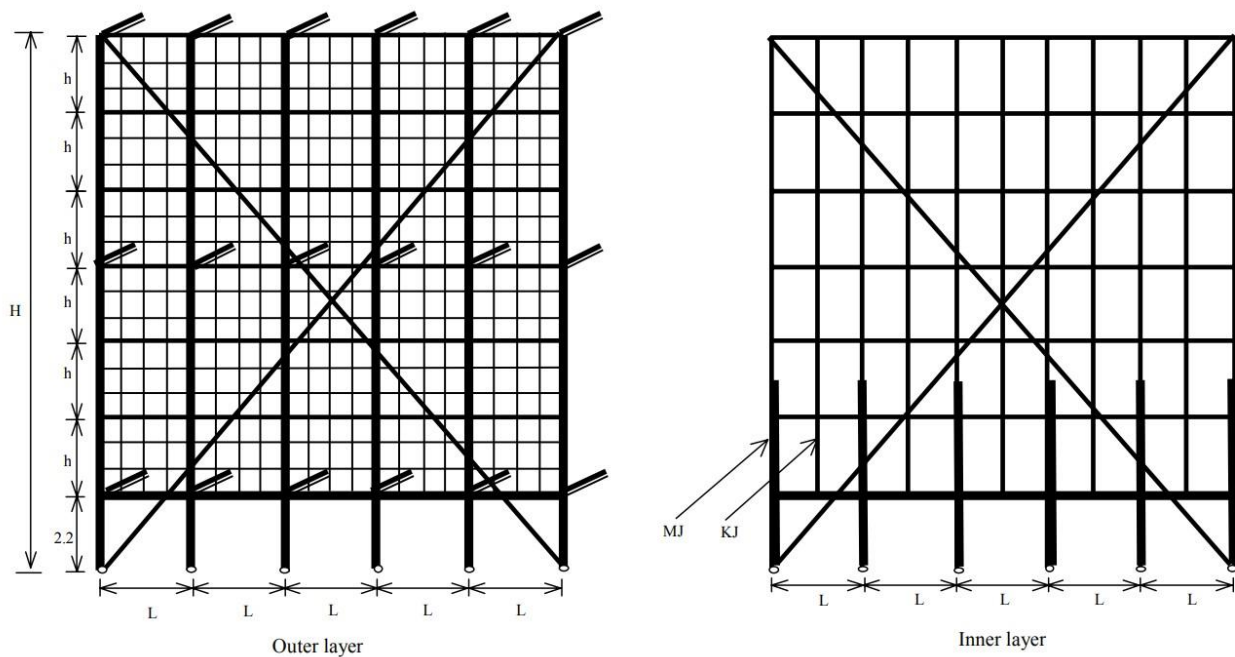


Figura 17: Esempio di un modello di una impalcatura in bambù alta 15 m ¹²

È importante assicurarsi che i montanti del livello più esterno siano dotati di restrizioni laterali per limitare possibili fenomeni di instabilità. Per far ciò, oltre ad aggiungere un sistema di controventamento, ogni montante principale più esterno viene collegato alla facciata dell'edificio attraverso dei tiranti in acciaio.

¹² Immagine tratta da “Guidelines on the Design and Construction of Bamboo Scaffolds”

2.1.2 Indicazioni sui nodi

Per eseguire le legature tra i culmi è necessario utilizzare delle apposite strisce di nylon che abbiano un'adeguata resistenza, rigidità e durabilità. La resistenza ultima della singola striscia non deve essere inferiore a 0,5 kN mentre, dimensionalmente, deve avere una larghezza nominale compresa tra 5,5 – 6 mm e uno spessore tra 0,85 – 1 mm.

Come già accennato in §1.3.2, tutti i nodi devono essere serrati con almeno 5 giri di strisce di nylon e le due estremità devono essere incrociate e attorcigliate in modo da formarne una sola da far passare attraverso il nodo due volte, così da fare un giro completo attorno agli elementi e garantire un corretto ancoraggio.

Per quanto riguarda due elementi paralleli sovrapposti, le linee guida specificano anche la lunghezza di sovrapposizione e il distanziamento massimo tra due nodi consecutivi. La lunghezza di sovrapposizione può essere compresa tra 1,5 – 2 m per quanto riguarda i montanti o i correnti orizzontali, maggiore invece per i correnti orizzontali o gli elementi di sostegno della struttura che deve essere di almeno 2 m. La distanza tra due nodi lungo la sovrapposizione delle aste di bambù non deve essere superiore a 300 mm, inoltre, la coda di un'asta di bambù deve essere collegata alla testa dell'altra.

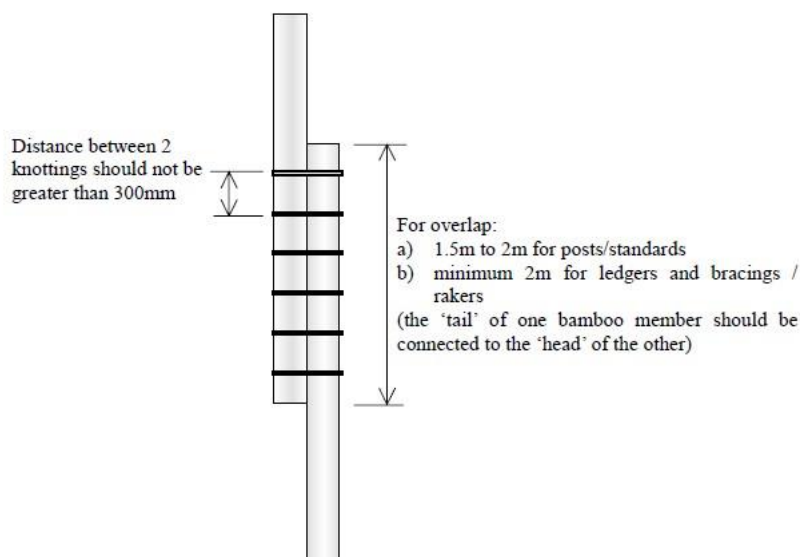


Figura 18: Illustrazione sulla connessione di due culmi sovrapposti¹³

¹³ Immagine tratta da “Guidelines on the Design and Construction of Bamboo Scaffolds”

2.2 La normativa europea

In Italia, per quanto riguarda la materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro, si fa riferimento al decreto legislativo n.81 del 9 aprile 2008 che consiste in un testo unico caratterizzato da un complesso di norme in continuo aggiornamento che regolamentano tutti quei fattori necessari alla prevenzione e riduzione dei rischi nei luoghi di lavoro. Il d.lgs. 81/2008 è strutturalmente composto da 306 articoli e 51 allegati che sono stati suddivisi in 13 diversi titoli a seconda dell'argomento cui fanno riferimento.

Tra i vari titoli presenti, per tutte le fasi che riguardano la progettazione, l'approvazione e la realizzazione di un ponteggio è necessario fare riferimento agli articoli presenti all'interno del titolo IV: cantieri temporanei o mobili. In particolare, nelle sezioni IV e V del capo II (Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni e nei lavori in quota) appartenente al titolo IV sono presenti le disposizioni relative sia ai ponteggi fissi che alle impalcature in legname.

Come specificato nei commi 2 e 3 dell'art.131 del d.lgs. 81/2008: "il fabbricante deve chiedere al Ministero del lavoro, della salute e delle politiche sociali l'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio fisso" [14]. Inoltre, la figura competente deve anche dichiarare la rispondenza dell'opera provvisoria alle norme UNI EN 12810 e UNI EN 12811 relative alla progettazione dei ponteggi che, nel dettaglio, si suddividono in:

- **UNI EN 12810-1:2004** "Ponteggi di facciata realizzati con componenti prefabbricati - Parte 1: Specifiche di prodotto";
- **UNI EN 12810-2:2004** "Ponteggi di facciata realizzati con componenti prefabbricati - Parte 2: Metodi particolari di progettazione strutturale";
- **UNI EN 12811-1:2004** "Attrezzature provvisorie di lavoro - Parte 1: Ponteggi - Requisiti prestazionali e progettazione generale";
- **UNI EN 12811-2:2004** "Attrezzature provvisorie di lavoro - Parte 2: Informazioni sui materiali";
- **UNI EN 12811-3:2005** "Attrezzature provvisorie di lavoro - Parte 3: Prove di carico";
- **UNI EN 12811-4:2014** "Attrezzature provvisorie di lavoro - Parte 4: Parasassi per ponteggi - Requisiti prestazionali e progettazione del prodotto".

Entrando nello specifico delle normative, per quanto riguarda i ponteggi prefabbricati, è necessario seguire una determinata classificazione affinché essi risultino conformi alla norma UNI EN 12810 [15]. Tale classificazione avviene assegnando alcune classi secondo i seguenti criteri:

- **Carico di servizio:** classi di carico definite in base alla natura del lavoro da effettuare;

- **Impalcatura e loro supporto:** se progettati con o senza prove di caduta;
- **Larghezza del sistema:** definisce la larghezza intera dell'area di lavoro;
- **Altezza libera:** due classi distinte in base all'altezza minima di possibili elementi ostacolanti;
- **Rivestimento:** se progettati con o senza strutture di rivestimento;
- **Metodo di accesso verticale:** con scale a pioli, con scale a gradini, oppure se vengono utilizzate entrambe.

I criteri sopracitati vengono difatti anche seguiti per la progettazione generale di un ponteggio che viene trattata all'interno della norma UNI EN 12811 [16]. Quest'ultima specifica sia i requisiti prestazionali che i metodi di progettazione strutturale e generale per le impalcature di lavoro.

2.2.1 Struttura generale del ponteggio

Entrando più nello specifico, gli elementi sia strutturali che protettivi che possono caratterizzare un ponteggio e le varie lunghezze che lo definiscono sono rappresentati nell'immagine seguente:

- 1: diagonale trasversale
- 2: diagonale di piano
- 3: protezione di bordo
- 4: staffa laterale
- 5: nodo
- 6: diagonale longitudinale
- 7: montante
- 8: traverso
- 9: corrente
- 10: giunti
- 11: tirante
- 12: piattaforma
- 13: staffa
- 14: trave per varchi
- 15: piastra di base
- 16: unità di piattaforma
- 17: intelaiatura orizzontale
- 18: ancoraggio
- 19: intelaiatura verticale
- 20: struttura di recinzione
- 21: parapetto principale

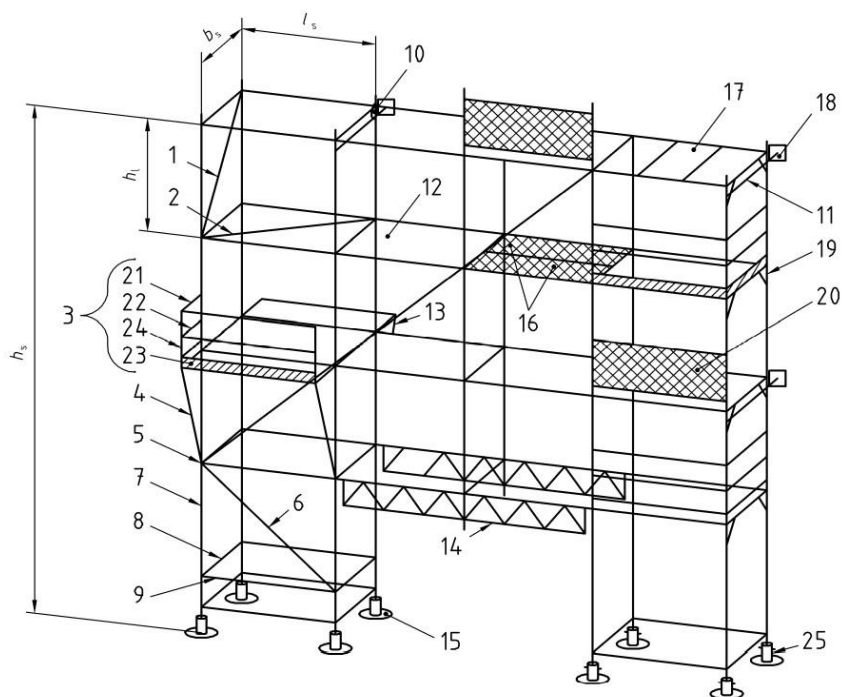


Figura 19: Esempio dei tipici componenti di una impalcatura per facciata¹⁴

¹⁴ Immagine tratta da UNI EN 12811-1:2004

Mentre le lunghezze che specificano sia le dimensioni di un singolo modulo che dell'intero sistema sono:

- h_s : altezza del ponteggio;
- l_s : lunghezza della singola campata definita da centro a centro dei montanti;
- b_s : larghezza della singola campata definita da centro a centro dei montanti;
- h_l : altezza di interpiano.

2.2.2 Materiali

All'interno della UNI EN 12811-1:2004 vengono date le indicazioni relative ai materiali utilizzati per la realizzazione di un ponteggio. A tal proposito, viene specificato che ciascun materiale debba sia soddisfare i requisiti indicati nelle rispettive norme europee, sia essere sufficientemente robusto e durevole per resistere alle normali condizioni di lavoro.

In generale, le impalcature vengono più comunemente realizzate utilizzando l'acciaio sia per gli elementi portanti che per quelli di protezione. Al di là delle ottime proprietà meccaniche, viene scelto questo materiale anche per facilitare la produzione di elementi prefabbricati e standardizzati che possano essere montati e smontati in opera velocemente sfruttando delle semplici connessioni.

Tuttavia, la normativa permette di utilizzare anche materiali di origine naturale per la realizzazione di un ponteggio, come ad esempio il legname che deve avere una classificazione in base alla propria normativa di riferimento. A tal proposito, nella fase di progettazione vengono introdotti ulteriori fattori in quanto è importante garantire, oltre la resistenza e la robustezza, una buona durabilità per gli elementi lignei essendo questi soggetti a possibili fenomeni di degrado, soprattutto sotto alcune condizioni climatiche.

In caso venissero utilizzati materiali diversi da acciaio, alluminio e legno, si suggerisce di seguire la normativa europea relativa al materiale adottato e, qualora questa non dovesse esistere, di approcciarsi alla normativa ISO di riferimento. Per quanto riguarda il bambù utilizzato come materiale ad uso strutturale, non essendo ancora presente alcuna normativa europea, è stato fatto riferimento alla normativa ISO 22156:2021.

Inoltre, per i materiali lignei è necessario assegnare una classe di servizio essendo questo sensibile alla condizione di umidità dell'ambiente circostante. Secondo la Normativa UNI EN 12811-2, per gli elementi in legno o a base di legno è appropriato assumere la **classe di servizio 2**, accertandosi che il materiale sia prodotto in modo da conservare la propria integrità e robustezza nella classe di servizio assegnata durante la sua vita utile.

2.2.3 Classificazioni

Di seguito si riportano nel dettaglio i criteri che vengono utilizzati per la classificazione di un ponteggio:

- **Classe di larghezza:**

La larghezza viene definita in base alla dimensione w che corrisponde anche all'intera larghezza dell'area di lavoro, includendo lo spessore del fermapiede che è di circa 30 mm. Nella tabella successiva si riportano le principali classi di larghezza adottate che possono dipendere dalla tipologia di attività di lavoro:

Tabella 2: classi di larghezza per le aree di lavoro¹⁵

Classe di larghezza	w [m]
W06	$0,6 \leq w \leq 0,9$
W09	$0,9 \leq w \leq 1,2$
W12	$1,2 \leq w \leq 1,5$
W15	$1,5 \leq w \leq 1,8$
W18	$1,8 \leq w \leq 2,1$
W21	$2,1 \leq w \leq 2,4$
W24	$2,4 \leq w$

Come si osserva dal valore minimo riportato in tabella, la distanza netta tra due montanti (definita c) deve essere almeno di 600 mm e di conseguenza, la larghezza netta delle scale che permettono il passaggio da un piano di lavoro all'altro non deve risultare inferiore a 500 mm. Inoltre, vengono definite anche delle lunghezze minime di area libera (p , b) che garantiscono il passaggio dell'operario sul piano di lavoro dell'impalcatura (come mostrato in Figura 20).

- **Classe di altezza libera:**

L'altezza netta minima che può essere adottata si basa sull'altezza h_3 , definita "altezza libera netta", che corrisponde alla distanza tra le varie aree di lavoro e che non deve risultare inferiore a 1,90 m. Si distinguono due classi differenti di altezza in base alla distanza che si ha tra il piano di lavoro e il trasverso o tra il piano di lavoro e il tirante, come mostrato nella tabella seguente:

¹⁵ Tabella estrapolata da UNI EN 12811-1:2004

Tabella 3: classi di altezza libera¹⁶

Classi	Altezza libera netta		
	Tra piani di lavoro h_3	Tra piani di lavoro e traversi/tiranti h_{1a}, h_{1b}	Altezza netta minima spalla h_2
H_1	$h_3 \geq 1,90 \text{ m}$	$1,75 \text{ m} \leq h_{1a} < 1,90 \text{ m}$ $1,75 \text{ m} \leq h_{1b} < 1,90 \text{ m}$	$h_2 \geq 1,60 \text{ m}$
H_2	$h_3 \geq 1,90 \text{ m}$	$h_{1a} \geq 1,90 \text{ m}$ $h_{1b} \geq 1,90 \text{ m}$	$h_2 \geq 1,75 \text{ m}$

Di seguito viene riportata una illustrazione che descrive le varie lunghezze sopraelencate:

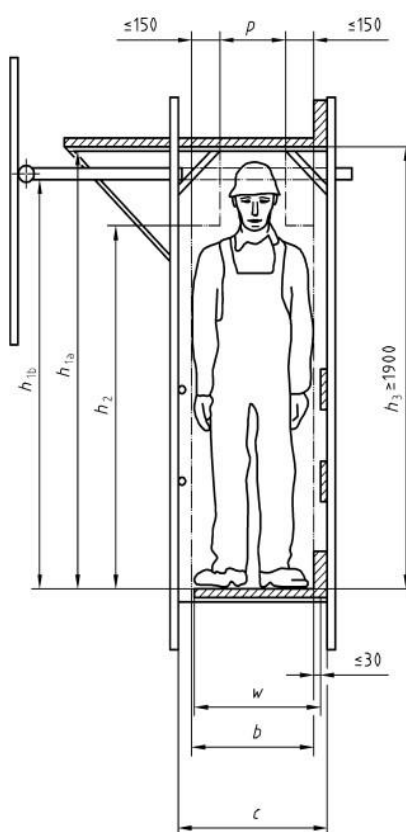


Figura 20: Requisiti per l'altezza libera e la larghezza delle aree di lavoro¹⁷

Dove:

- b : spazio di camminata libera, cui valore minimo è il maggiore tra 500 mm e $(c - 250)$ mm;
- c : distanza netta tra i montanti;

¹⁶ Tabella estrapolata da UNI EN 12811-1:2004

¹⁷ Immagine tratta da UNI EN 12811-1:2004

- h_{1a}, h_{1b} : altezza netta tra i piani di lavoro e i traversi o i tiranti rispettivamente;
- h_2 : altezza di spalla netta;
- h_3 : altezza libera netta;
- p : larghezza netta ad altezza testa, cui valore minimo è il maggiore tra 300 mm e $(c - 450)$ mm;
- w : larghezza dell'area di lavoro definita dalla classe di larghezza.

Definite le dimensioni generali minime da adottare per la realizzazione dei moduli dell'impalcatura, seguono i vari criteri relativi alle azioni agenti sul ponteggio.

- **Classe di carico:**

Come qualsiasi altra struttura, il ponteggio è sottoposto a vari carichi di diversa natura che si distinguono in:

- Carichi permanenti: includono il peso proprio degli elementi che compongono l'impalcatura, comprese le piattaforme, gli elementi per la sicurezza ed eventuali strutture ausiliarie;
- Carichi variabili: carichi di servizio sia sull'area di lavoro che sul bordo di protezione, azione del vento ed eventuale carico da neve;
- Carichi eccezionali: carichi concentrati sulle barriere di sicurezza.

All'interno della normativa vengono specificati i carichi variabili e i carichi eccezionali da adottare per il dimensionamento e la verifica dell'opera provvisoria. Nello specifico, per soddisfare le diverse condizioni di servizio, la UNI EN 12811-1:2004 stabilisce sei diverse condizioni di carico che si basano sulla natura del lavoro che deve essere eseguito. Nella tabella successiva sono indicati i vari carichi variabili da adottare a seconda della classe di carico che viene assegnata:

Tabella 4: classi di carico¹⁸

Classe	Carico uniformemente distribuito q_1 [kN/m ²]	Carico concentrato su area 500x500 [mm ²] F_1 [kN]	Carico Concentrato su area 200x 200 [mm ²] F_2 [kN]	Carico d'area parziale	
				q_2 [kN/m ²]	Fattore di area parziale a_p
1	0,75	1,50	1,00	---	---
2	1,50	1,50	1,00	---	---
3	2,00	1,50	1,00	---	---
4	3,00	3,00	1,00	5,00	0,4
5	4,50	3,00	1,00	7,50	0,4
6	6,00	3,00	1,00	10,00	0,5

La classe di carico viene quindi stabilita in base alla destinazione d'uso dell'impalcatura:

- **Classe 1:** ponteggi per ordinaria manutenzione con carichi uniformemente distribuiti ridotti (a tal proposito viene assunta direttamente la classe 2 salvo diverse precisazioni);
- **Classe 2:** ponteggi per lavori di manutenzione e/o ristrutturazione;
- **Classe 3:** ponteggi per lavori di manutenzione con carichi uniformemente distribuiti maggiori;
- **Classe 4:** ponteggi per lavori di costruzione;
- **Classe 5:** piazzole di carico;
- **Classe 6:** ponteggi per lavori di costruzione con carichi uniformemente distribuiti maggiori.

Ciascun piano di lavoro deve essere in grado di supportare i carichi variabili uniformemente distribuiti e concentrati q_1 , F_1 , F_2 da applicare sui piani di lavoro separatamente e non cumulativamente. Per quanto riguarda il carico uniformemente distribuito q_1 , bisogna far sì che esso venga correttamente scaricato sui supporti della struttura alla base, mentre il carico su area parziale q_2 viene applicato esclusivamente per ponteggi di classe di carico 4, 5 o 6

La singola piattaforma deve essere anche in grado di resistere sia al carico F_1 applicato su un'area di 500x500 mm² che al carico F_2 applicato non simultaneamente rispetto al precedente su un'area di 200x200 mm²: il percorso del carico deve essere in grado di trasferire le forze causate dai carichi concentrati agli elementi verticali (montanti) e la posizione di ciascun carico deve essere scelta in

¹⁸ Tabella estrapolata da UNI EN 12811-1:2004

modo da ottenere l'effetto più sfavorevole. In caso di piattaforme di larghezza inferiore ai 500 mm, F_1 può essere ridotta proporzionalmente ma non deve comunque essere inferiore a 1,5 kN.

L'area sulla quale devono essere applicati i carichi variabili viene valutata in base a:

- La continuità della piattaforma lungo o attraverso l'impalcatura: il bordo divisorio deve essere considerato come una linea centrale tra i montanti di supporto;
- La larghezza w che deve essere presa dal bordo effettivo, includendo anche il fermapiede qualora ci fosse.

Qualora fossero anche presenti delle porzioni a sbalzo di una superficie di lavoro, queste devono essere capaci di supportare lo stesso carico di servizio specificato per le aree di lavoro principali. Inoltre, nel caso in cui i livelli tra le porzioni a sbalzo e le superfici di lavoro principale differissero di almeno 250 mm bisogna considerare anche la possibilità di avere classi di carico differenti.

Va specificato che i carichi riportati in Tabella 4 non tengono conto di eventuali azioni dovute a salti o cadute da una certa altezza sulla piattaforma o sulla barriera di sicurezza. I sistemi di protezione vengono quindi trattati a parte definendo una serie di carichi definiti "eccezionali".

Per quanto riguarda ulteriori azioni variabili come il carico da neve o l'azione orizzontale causata dal vento che dipendono soprattutto dal sito in cui si realizza la struttura, la UNI EN 12811-1:2004 suggerisce di seguire le direttive nazionali per la loro valutazione.

- **Carico da neve:**

Per il calcolo del carico da neve si segue quanto riportato nella normativa nazionale di riferimento: nel §3.4 delle norme tecniche per le costruzioni NTC 2018 [17], il carico variabile q_s indotto dalla neve sulla superficie esposta a tale fenomeno viene calcolato come:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Il calcolo relativo al carico da neve sarà approfondito successivamente durante la fase di analisi strutturale.

- **Azione del vento:**

Per il calcolo della forza risultante indotta dall'azione del vento, la normativa europea propone la seguente formula:

$$F_w = c_s \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_i \cdot q_i)$$

L'espressione verrà trattata nello specifico nel capitolo successivo relativo all'analisi strutturale. Per il momento ci si sofferma sul termine legato alla pressione cinetica q_i che, come per il carico da neve, dipende dal sito in cui sorge l'opera e pertanto viene valutato in accordo al paragrafo §3.3.6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018.

Secondo la UNI EN 12811-1, per la condizione di servizio è necessario tenere conto di una pressione cinetica uniformemente distribuita q_i di 0,2 kN/m². Inoltre, data la possibile presenza di attrezzature o materiali depositati sull'area di lavoro, nel calcolo dei carichi del vento in condizione di lavoro deve essere considerata un'area di riferimento nominale di altezza pari a 400 mm a partire dalla superficie dell'impalcato.

In assenza di azione del vento, le impalcature devono comunque essere in grado di supportare un carico orizzontale teorico rappresentativo delle azioni indotte dalle operazioni durante l'uso e agente su tutti i livelli dove la superficie di lavoro risulta attiva. Per ogni campata considerata, il carico orizzontale non deve essere inferiore del 2,5% della totalità del carico distribuito q_1 , o comunque non inferiore a 0,3 kN.

- **Carichi sulle barriere protettive:**

Sia il parapetto principale che quello intermedio, così come qualsiasi altro elemento di protezione, devono resistere a un carico concentrato verticale di 1,25 kN. Questo vale anche in caso dovessero essere utilizzati altri elementi per la protezione di bordo. Tale carico deve essere considerato come un carico eccezionale e deve essere applicato nella posizione più sfavorevole in direzione verticale con una settrice di $\pm 10^\circ$ dalla verticale.

Tutti gli elementi devono inoltre resistere ad un carico orizzontale puntuale di 0,3 kN agente nella condizione più sfavorevole, ad eccezione del fermapiede il cui carico puntuale orizzontale può essere posto pari a 0,15 kN. Infine, per assicurare il fissaggio delle barriere di protezione, ad eccezione del fermapiede, si deve applicare anche una forza concentrata verticale verso l'alto pari a 0,3 kN.

- **Carichi dinamici:**

In caso di oggetti spostati verticalmente da mezzi meccanici, eccetto lo spostamento delle persone, l'effetto dinamico può essere rappresentato da una forza statica equivalente pari all'incremento del 20% del peso dell'oggetto. Qualora lo spostamento fosse orizzontale, da un incremento del 10%.

2.2.4 Combinazioni dei carichi

Le principali combinazioni di carico adottate per la progettazione dei ponteggi proposte dalla normativa sono due e si distinguono in base alla condizione dell'opera che può essere di servizio o di fuori servizio. Ad esse viene aggiunta un'ulteriore condizione di fuori servizio non trascurabile e da considerare qualora il ponteggio fosse realizzato in una zona soggetta a nevicate. Per ciascuna combinazione devono essere considerati i seguenti carichi:

- **Condizione di servizio:**

- 1) Peso proprio dell'impalcatura;
- 2) Carico di servizio uniformemente distribuito q_1 , in funzione della classe di carico adottata, agente sul piano di lavoro rivestito più sfavorevole;
- 3) 50% del carico q_1 applicato sul piano di lavoro rivestito al livello inferiore (sottoponte), se l'impalcatura presenta più piani di lavoro;
- 4) Carico orizzontale uniformemente distribuito dato dall'azione del vento in condizioni di lavoro $0,2 \text{ kN/m}^2$ oppure, in assenza di vento, un carico rappresentativo delle azioni indotte dalle operazioni durante l'uso dell'impalcatura.

- **Condizione fuori servizio:**

- 1) Peso proprio dell'impalcatura;
- 2) Quota parte del carico uniformemente distribuito q_1 agente sul piano di lavoro rivestito più sfavorevole. Il valore dipende dalla classe di carico: 0% per la classe 1, 25% per le classi 2 e 3, 50% per le classi 4, 5 e 6. Questa percentuale rappresenta la possibilità di avere dei materiali momentaneamente immagazzinati sui piani di lavoro;
- 3) Carico orizzontale dato dall'azione massima del vento, valutata in base alla tipologia e locazione del sito dove viene realizzata l'impalcatura.

- **Condizione fuori servizio con neve:**

- 1) Peso proprio dell'impalcatura;
- 2) 100% del carico da neve q_s agente sul piano di lavoro più sfavorevole;
- 3) 30% del carico da neve q_s applicato sui restanti piani di lavoro;
- 4) Carico orizzontale dato dall'azione massima del vento, valutata in base alla tipologia e locazione del sito dove viene realizzata l'impalcatura.

In alcune circostanze, come ad esempio in caso di ribaltamento della struttura, è necessario considerare il carico distribuito q_1 nullo in quanto risulterebbe a favore di sicurezza. Per quanto riguarda le verifiche di esercizio, bisogna anche tenere in considerazione alcuni limiti legati alle frecce degli elementi.

- **Deformazioni:**

Quando soggette a carichi concentrati F_1 o F_2 , la singola unità di piattaforma non deve subire una deformazione elastica superiore al rapporto $l/100$. Inoltre, la differenza di deformazione tra un'unità carica e una scarica non deve superare i 25 mm.

Anche per quanto riguarda gli elementi di protezione (i parapetti e il fermapiede) soggetti a un carico orizzontale, non si devono avere deformazioni elastiche superiori ai 35 mm indipendentemente dalla loro luce.

2.2.5 Indicazioni sulle piattaforme e bordi di protezione

Qualora venissero utilizzati dei pannelli in legno per la realizzazione delle piattaforme, queste devono essere costituite da cinque strati di spessore minimo 9 mm. È necessario mettere in sicurezza la piattaforma da eventuali dislocamenti pericolosi come un possibile spostamento involontario o il sollevamento da parte dell'azione del vento. Inoltre, bisogna assicurare che le superfici dei pannelli siano antiscivolo e una superficie lignea normalmente soddisfa tale requisito. Il divario tra due piattaforme consecutive deve essere il minore possibile ma, in ogni caso, non deve superare i 25 mm. Infine, le aree di lavoro devono essere il più pianeggianti possibile e se la pendenza supera 1 su 5 bisogna garantire dei punti d'appoggio per tutta la lunghezza. La dimensione dell'apertura sulla piattaforma che permette l'accesso alla stessa deve essere larga almeno 0,45 m e di lunghezza pari a 0,6 m.

Per quanto riguarda i bordi di protezione, le aree di accesso e di lavoro devono essere messe in sicurezza mediante bordi protettivi composti da un parapetto principale, uno intermedio e un fermapiede alla base che può essere evitato sulle scale.

Nell'immagine affianco si osservano le distanze minime da dover adottare per ciascun elemento:

- Parapetto principale: applicato ad almeno un metro di altezza dalla superficie di lavoro
- Parapetto intermedio: posto tra il principale e il fermapiede ad una distanza massima di 470 mm da quest'ultimo.
- Fermapiede: viene fissato in modo da avere la superficie superiore ad un'altezza di 150 mm dal piano di lavoro. Le fessure non devono superare i 25 mm.

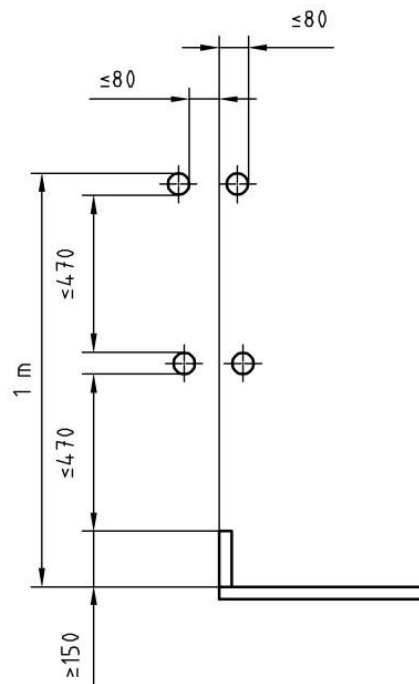


Figura 21: Distanze minime degli elementi di protezione

La distanza orizzontale tra il bordo esterno del fermapiede e il bordo interno del guardrail e di tutti gli elementi intermedi non deve superare gli 80 mm.

2.2.6 Sistema di ancoraggio

È di fondamentale importanza progettare anche il sistema di ancoraggio dell'impalcatura alla facciata dell'edificio. La struttura, per via della sua snellezza e leggerezza, può essere soggetta a fenomeni di ribaltamento quando sottoposta ad azioni orizzontali come quelle del vento o degli effetti dinamici dei lavori. Per tale ragione, in normativa vengono illustrati due schemi tipici che possono essere adottati per il corretto posizionamento dei bulloni e dei tiranti di ancoraggio:

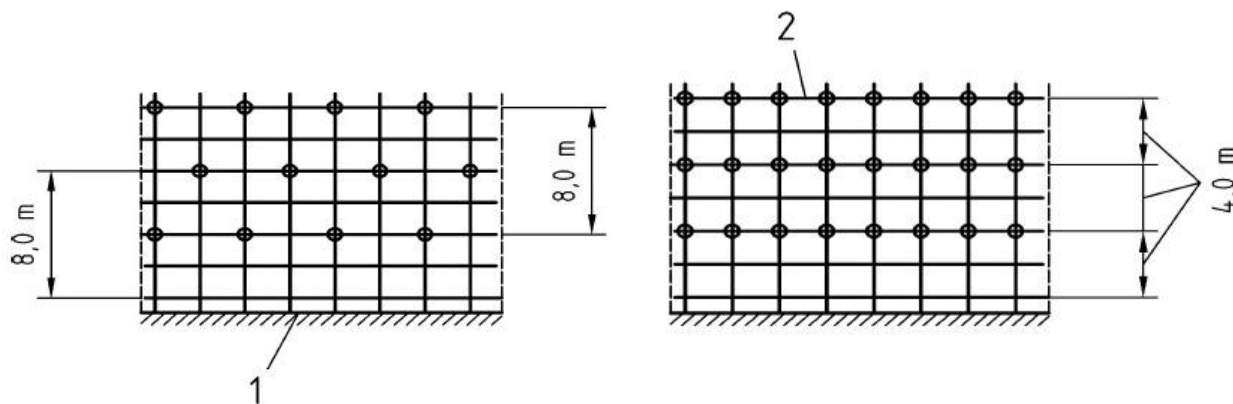


Figura 22: Schemi di ancoraggio per ponteggi¹⁹

¹⁹ Immagine tratta da UNI EN 12811-1:2004

Come si può osservare in Figura 22, gli ancoraggi devono essere applicati ogni due piani di lavoro, precisamente ogni 4 m se si considera l'altezza di interpiano pari a 2 m. La differenza tra i due schemi consiste nel loro posizionamento in direzione orizzontale: possono essere semplicemente applicati su tutti i nodi come si osserva nella figura di destra, altrimenti, si può assumere uno schema definito "a rombo" in cui viene applicato un ancoraggio ogni due stilate per ogni livello vincolato, potendo così realizzare un modello sfalsato (figura a sinistra).

3. ANALISI STRUTTURALE

3.1 Descrizione generale e destinazione d'uso

Le varie scelte progettuali da tenere in considerazione per la realizzazione di un ponteggio si basano su una serie di valutazioni iniziali che sono legate a diversi fattori, tra cui vanno distinti principalmente la tipologia di lavoro da effettuare e il contesto ambientale in cui esso opererà. In particolare, i lavori per i quali è richiesto l'utilizzo di un'impalcatura possono variare da quelli atti a semplici interventi di ordinaria manutenzione e/o ristrutturazione a quelli atti alla costruzione o messa in opera di nuove strutture. È di fondamentale importanza contestualizzare anche l'ambiente in cui viene realizzato il ponteggio specificando sia la sua collocazione (ad esempio esterna, di facciata o interna rispetto all'edificio), sia il contesto del sito in cui verrà realizzato (ad esempio urbano, extraurbano ecc.), senza tralasciare tutti quegli altri fattori che possano influenzare le scelte progettuali di base per il dimensionamento del ponteggio.

Una volta effettuata un'accurata analisi che permette di definire le ipotesi di partenza, è d'obbligo seguire e rispettare le linee guida riportate nelle normative vigenti di riferimento. Come visto nel secondo capitolo, tali indicazioni stabiliscono sia i limiti geometrici da adottare (a livello globale e locale) che le condizioni di carico e combinazioni di calcolo da applicare alla struttura ai fini della sua verifica.

Per il caso di studio, si è deciso di dimensionare e verificare un ponteggio di facciata adottando uno schema iniziale della struttura semplificato, impostando alcune ipotesi basilari con lo scopo di analizzare sia il comportamento dei culmi di bambù che delle connessioni utilizzate per la realizzazione del ponteggio. La scelta di non rendere lo schema iniziale troppo articolato deriva dalla necessità di comprendere quali possano essere le soluzioni costruttive ideali di partenza affinché la struttura possa risultare sicura e a norma.

Si suppone che l'impalcatura venga realizzata in prossimità della facciata di un edificio sito in zona urbana o extraurbana nel comune di Bologna e che sia finalizzata ai soli lavori di manutenzione e/o ristrutturazione. Le dimensioni effettive dell'intero ponteggio, in particolare la lunghezza parallela alla facciata e l'altezza totale, variano a seconda dell'edificio e dipendono dal numero di moduli necessario e sufficiente a ricoprire la zona sulla quale è previsto l'intervento.

Data la varietà di edifici presenti sul territorio, come prima ipotesi relativa all'altezza massima dell'impalcatura, è stato deciso di prendere in considerazione un'altezza generica della facciata di 10 m. La scelta di imporre questa restrizione iniziale nasce dall'intenzione di analizzare un primo comportamento strutturale dovuto ad azioni relativamente modeste, con l'obiettivo di riuscire a

realizzare un ponteggio che non necessiti di particolari rinforzi strutturali oltre alle canne di bambù. Inoltre, tale scelta è legata alla possibilità di poter intervenire su una serie di edifici non particolarmente elevati che possono essere tipici di un contesto come il centro storico urbano di Bologna o come le unità immobiliari extraurbane che, tipicamente, sono composte da due o tre piani abitativi.

Limitare l'altezza massima della facciata a 10 m si traduce nel numero di piani di lavoro necessari al raggiungimento di tale quota. È stato deciso per la struttura di partenza di porre quattro piani di lavoro a una distanza $h_i = 2,00\text{ m}$ l'uno dall'altro, così da avere l'ultimo livello a una quota $h_4 = 8,00\text{ m}$ dal suolo. Considerando anche la presenza degli elementi impiegati sul quarto piano per la realizzazione del sistema di sicurezza, l'altezza totale dell'impalcatura risulta quindi essere di $H = 9,4\text{ m}$.

Per minimizzare la quantità di culmi necessaria alla realizzazione degli elementi strutturali portanti del ponteggio, quali montanti, traversi e correnti, sono state ipotizzate diverse strutture che variano nella dimensione del singolo modulo. Nel dettaglio, sono stati considerati diversi interassi tra le stilate e diverse larghezze dell'impalcato, sempre nel rispetto delle distanze minime concesse dalla normativa. Inoltre, per ciascuna struttura sono stati considerati due modelli di cui uno composto da due campate e l'altro da tre. Questa scelta nasce dalla possibilità di poter adattare un ponteggio alla larghezza effettiva della facciata di un edificio, accostando più unità di impalcatura a due o tre campate. Il limite imposto sul numero di campate per ciascun modello è legato alla lunghezza del tavolato che viene utilizzato per la realizzazione del piano di lavoro, in modo che possa essere continuo per tutta la sua lunghezza. Nell'immagine seguente viene mostrato un prospetto generico dei due modelli adottati:

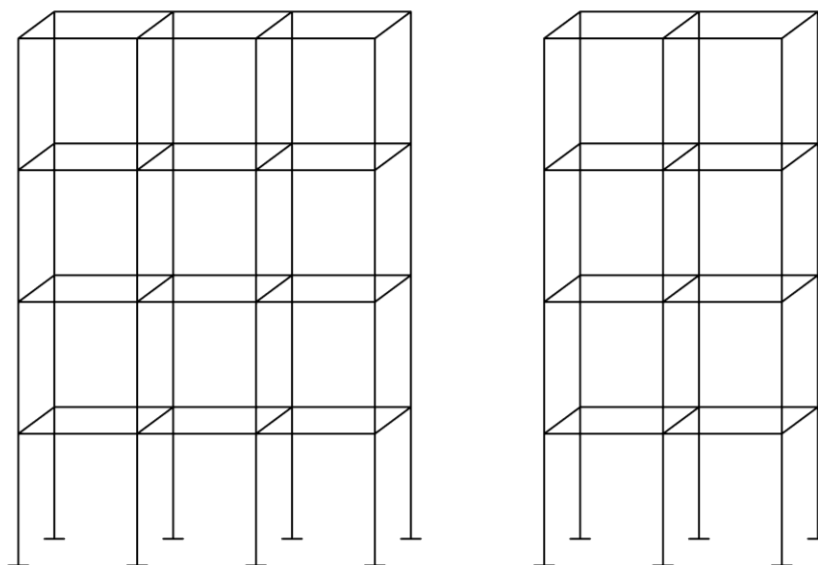


Figura 23: Prospetto generico dei modelli a tre e a due campate

3.2 Classe di servizio

È necessario assegnare alla struttura una classe di servizio che ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici dei materiali di origine lignea dalle condizioni ambientali. Per il bambù (ISO 22156:2021) le tre classi di servizio vengono distinte in modo analogo a quanto descritto all'interno delle NTC 2018 per il legno:

Tabella 5: Classi di servizio²⁰

Classe di servizio 1	<ul style="list-style-type: none"> - Il contenuto di umidità in equilibrio del bambù non supera il 12%; - È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	<ul style="list-style-type: none"> - Il contenuto di umidità in equilibrio del bambù non supera il 20%; - È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	<ul style="list-style-type: none"> - Il contenuto di umidità in equilibrio del bambù supera il 20%; - È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

²⁰ Tabella estrapolata da NTC 2018

Per quanto riguarda le opere provvisorie come i ponteggi, nonostante i vari elementi siano direttamente esposti agli agenti atmosferici e quindi suscettibili a possibili fenomeni di degrado legati all'umidità relativa dell'ambiente circostante, è possibile assegnare alla struttura la **classe di servizio 2**. In realtà, per gli elementi lignei posti all'esterno della struttura senza alcuna protezione sarebbe opportuno assegnare la classe di servizio 3, ma in questo caso, data l'effettiva durata di esposizione delle canne di bambù, è possibile assumere la classe precedente.

3.3 Proprietà dei materiali

All'interno di questo paragrafo sono state riportate le proprietà dei materiali considerati per i vari componenti strutturali. Una delle ipotesi principali è quella di considerare il ponteggio composto interamente da canne di bambù Moso coltivato in Italia, opportunamente collegate tra loro mediante delle connessioni realizzate in acciaio. Oltre agli elementi di collegamento, anche i sistemi di ancoraggio e di supporto alla base sono metallici, mentre per quanto riguarda la superficie dei piani di lavoro, si è scelto di utilizzare dei pannelli in legno.

3.3.1 Bambù Moso italiano

Sia gli elementi portanti che quelli di controventamento sono realizzati utilizzando culmi di bambù appartenenti alla specie di bambù gigante coltivata in Italia: il *Phyllostachys Edulis* o più comunemente detto Moso. Le proprietà meccaniche adottate nella progettazione e relative a questa tipologia di bambù si basano su una serie di prove sperimentali eseguite negli ultimi anni (e tuttora in atto) da vari ricercatori [18][19][20]. Nella tabella seguente si riportano i parametri di resistenza medi relativi al Moso italiano che sono stati utilizzati:

Tabella 6: Valori medi di resistenza del bambù Moso italiano

Parametro		Resistenza media [MPa]	σ
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,mean}$	193,5	42,7
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,mean}$	68,7	8,1
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,mean}$	20,0	/
Flessione parallela alla fibratura	$f_{m,0,mean}$	97,3	13,6
Flessione ortogonale alla fibratura	$f_{m,90,mean}$	27,2	4,4
Taglio	$f_{v,mean}$	15,48	/

Tabella 7: Valori medi dei moduli elastici del bambù Moso italiano

Parametro		Modulo Elastico medio [MPa]	σ
Modulo elastico medio a trazione parallelo alla fibratura	$E_{t,0,mean}$	15200	2920
Modulo elastico medio a compressione parallelo alla fibratura	$E_{c,0,mean}$	14000	3640
Modulo elastico medio a flessione parallelo alla fibratura	$E_{m,0,mean}$	13200	1000
Modulo elastico medio a flessione ortogonale alla fibratura	$E_{m,90,mean}$	3200	830
Modulo elastico medio a taglio	G_{mean}	2880	260

Di tutti i parametri sopraelencati, in letteratura non sono ancora presenti dei risultati sperimentali relativi al taglio, sia in termini di resistenza $f_{v,mean}$ che di modulo elastico G_{mean} . Per tale ragione, è stato considerato un valore di resistenza medio a taglio pari a circa l'8% di quella a trazione [21], mentre per il modulo elastico G_{mean} è stato considerato un valore ottenuto da prove sperimentali sulla specie di bambù Moso brasiliana [22], assimilabile per dimensioni e caratteristiche a quella italiana.

Un discorso analogo vale per quanto riguarda la resistenza a compressione perpendicolare alle fibre poiché non sono ancora presenti dei risultati sperimentali sulla specie Moso coltivata in Italia. Il valore di resistenza adottato si basa su alcune prove di compressione eseguite sia in direzione radiale che in direzione tangenziale rispetto alla fibratura sulla specie *Phyllostachys Edulis* originario della Cina [23].

Secondo quanto riportato in ISO 22156:2021, ciascuna resistenza di progetto deve essere valutata moltiplicando il rispettivo valore caratteristico al frattile 5% e con una confidenza del 75% per determinati coefficienti correttivi [24]:

$$f_{i,d} = \frac{f_{i,k} \cdot C_R \cdot C_{DF} \cdot C_T}{FS_m}$$

Dove:

- $f_{i,k}$ è la resistenza caratteristica al frattile 5% e confidenza del 75% del parametro i-esimo, calcolata secondo la normativa ISO 12122-1 ($f_{i,0,05,0,75}$);
- C_R è il coefficiente di ridondanza dei componenti strutturali;
- C_{DF} è il coefficiente che tiene conto della classe di servizio e della durata del carico;

- C_T è il coefficiente relativo alla temperatura di servizio;
- FS_m è il coefficiente di sicurezza del materiale.

La resistenza caratteristica $f_{i,0,05,0,75}$ viene calcolata a partire dalla seguente formula:

$$f_{i,0,05,0,75} = f_{i,0,05} \left(1 - \frac{k_{i,0,05,0,75} \cdot V}{\sqrt{n}} \right)$$

In cui:

- $f_{i,0,05} = \bar{f}_i - t_{i,k} \cdot \sigma_i$ è il valore caratteristico al frattile 5% del parametro i-esimo considerato, dove il termine \bar{f}_i indica il valore medio, σ_i lo scarto quadratico medio e $t_{i,k}$ il fattore di probabilità legato al numero di campioni n analizzati per la resistenza i-esima;

Tabella 8: Valori di t_k in funzione del numero di campioni n ²¹

n	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
t_k	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

- n è il numero di campioni che sono stati analizzati per ottenere il valore di resistenza medio per il parametro i-esimo;
- $k_{i,0,05,0,75}$ è un coefficiente moltiplicativo che dipende dal numero di campioni n ;

Tabella 9: Valori del coefficiente $k_{0,05,0,75}$ in funzione del numero di campioni n ²²

Method of analysis	Log-normal	Normal
Number of specimens n	$k_{0,05,0,75}$	$k_{0,05,0,75}$
5 ^a	1,34	2,05
10 ^a	1,28	2,04
30	1,18	2,01
50	1,13	1,97
100	1,07	1,91
>100	1,05	1,90

NOTE 1 Other distributions may be used as long as the values of $k_{0,05,0,75}$ can be justified.

NOTE 2 For the log normal distribution, V is the standard deviation of the original data divided by the mean of the original data, not the ratio of the standard deviation of the logarithms to the mean of the logarithms.

NOTE 3 The data presented in this table is sourced from PN 05.2024 FWPA Australia. The data for the log-normal distribution was calibrated for V ranging from 5 % to 55 % and for the normal distribution for V ranging from 5 % to 20 %. The log-normal factors give equivalent results to the non-central student t-distribution presented in EN 14358 and US practice within 1 % for sample sizes of 10 or more.

^a There are difficulties obtaining a reliable estimate of the 5th percentile value from small data sets.

²¹ Tabella estrapolata da UNI EN 1991-1:2004

²² Tabella estrapolata da ISO 12122-1:2014

- $V = \frac{\sigma_i}{\bar{x}_i}$ è il rapporto tra il valore dello scarto quadratico medio e il valore medio relativi al parametro i-esimo.

Per la valutazione delle singole proprietà meccaniche del materiale sono stati eseguite delle prove su un numero di campioni pari a $n = 12$. Assunti quindi i coefficienti $t_{i,k}$ e $k_{i,0.05,0.75}$ in base ad n , sono stati ricavati i valori caratteristici al frattile 5% e con una confidenza del 75% per ciascun parametro di resistenza:

Tabella 10: Valori di resistenza caratteristici al frattile 5% e confidenza del 75% del bambù Moso italiano

Parametro		Resistenza caratteristica [MPa]
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	98,4
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	49,7
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	10,2
Flessione parallela alla fibratura	$f_{m,0,k}$	65,8
Flessione ortogonale alla fibratura	$f_{m,90,k}$	17,2
Taglio	$f_{v,k}$	7,9

Il coefficiente di ridondanza C_R dipende da come vengono realizzati i singoli elementi in bambù che possono essere composti da una o da più canne. In generale, una struttura si può definire ridondante quando viene garantita una corretta ripartizione dei carichi nel caso in cui gli elementi dovessero subire dei danneggiamenti locali o delle rotture, evitando così che si verifichi un collasso strutturale. Per quanto riguarda gli elementi in bambù, una certa ridondanza può essere ottenuta aggiungendo al membro un numero di culmi tali da non permettere particolari variazioni nel caso in cui una o più canne dovessero essere rimosse. Il fattore C_R viene quindi scelto in funzione degli elementi che compongono la struttura:

Tabella 11: Coefficiente di ridondanza C_R ²³

Ridondanza degli elementi strutturali	C_R
Non ridondanti secondo ISO 22156	0,9
Ridondanti secondo ISO 22156	1,1
Tutte le altre strutture	1,0

²³ Tabella estrapolata da ISO 22156:2021

Gli elementi del ponteggio sono caratterizzati da un singolo culmo, pertanto, la struttura risulta non ridondante ed è stato utilizzato un coefficiente $C_R = 0,9$.

Il termine C_{DF} viene scelto in base sia alla classe di servizio assegnata che alla durata di carico minore presente in combinazione. I valori vengono estrapolati dalla tabella seguente:

Tabella 12: Coefficiente di durata del carico C_{DF} ²⁴

Durata del carico	Classe di servizio		
	1	2	3
Carichi permanenti	0,60	0,55	Da valutare
Carichi transitori	0,75	0,65	Da valutare
Carichi istantanei	1,0	0,85	Da valutare

La classe di servizio che è stata assegnata è la 2, pertanto, sono state calcolate tre differenti resistenze utilizzando i rispettivi coefficienti di durata del carico.

Il coefficiente correttivo C_T tiene conto delle possibili problematiche legate all'esposizione del materiale alle alte temperature per un periodo che supera le tre ore. In particolare, per temperature che superano i 38°C fino ai 65°C la resistenza di progetto può subire anche delle riduzioni del 20%.

Tabella 13: Coefficiente di temperatura²⁵

Temperatura	Classe di servizio		
	1	2	3
$T \leq 38^\circ C$	1,0	1,0	Da valutare
$38^\circ C \leq T \leq 52^\circ C$	0,9	0,9	Da valutare
$52^\circ C \leq T \leq 65^\circ C$	0,8	0,8	Da valutare

Date le condizioni ambientali, il termine C_T è stato posto unitario.

Il coefficiente di sicurezza del materiale FS_m varia a seconda dal tipo di resistenza che viene considerata in quanto le proprietà del bambù dipendono fortemente dalla direzione in cui sono orientate le fibre. Sia per il taglio che per la trazione ortogonale alle fibre, essendo degli sforzi che sollecitano il materiale nella direzione più debole, la normativa impone dei valori di FS_m più alti:

²⁴ Tabella estrapolata da ISO 22156:2021

²⁵ Tabella estrapolata da ISO 22156:2021

Tabella 14: Coefficiente di sicurezza del materiale²⁶

	f_c	f_t	f_m	f_v	$f_{t,90}$	$f_{m,90}$
FS_m	2,0	2,0	2,0	4,0	4,0	2,0

Nella tabella seguente si riportano tutti i valori di resistenza di progetto ottenuti a seconda della classe di durata del carico:

Tabella 15: Valori delle resistenze di progetto del bambù Moso italiano

Parametro	C_R	C_T	C_{DF}	FS_m	Resistenza di progetto [MPa]
$f_{t,0,d}$	0,9	1,0	0,55	2,0	24,35
	0,9	1,0	0,65	2,0	28,78
	0,9	1,0	0,85	2,0	37,64
$f_{c,0,d}$	0,9	1,0	0,55	2,0	12,3
	0,9	1,0	0,65	2,0	14,54
	0,9	1,0	0,85	2,0	19,01
$f_{c,90,d}$	0,9	1,0	0,55	4,0	1,26
	0,9	1,0	0,65	4,0	1,49
	0,9	1,0	0,85	4,0	1,95
$f_{m,0,d}$	0,9	1,0	0,55	2,0	16,29
	0,9	1,0	0,65	2,0	19,25
	0,9	1,0	0,85	2,0	25,17
$f_{m,90,d}$	0,9	1,0	0,55	2,0	4,26
	0,9	1,0	0,65	2,0	5,03
	0,9	1,0	0,85	2,0	6,58
$f_{v,d}$	0,9	1,0	0,55	4,0	0,98
	0,9	1,0	0,65	4,0	1,16
	0,9	1,0	0,85	4,0	1,51

Un approccio del tutto analogo viene seguito per determinare i valori di progetto relativi ai moduli elastici che, secondo la ISO 22156:2001, sono dati dal prodotto:

²⁶ Tabella estrapolata da ISO 22156:2021

$$E_{i,d} = E_{i,k} \cdot C_{DE} \cdot C_T$$

Dove:

- $E_{i,k}$ è il modulo elastico medio caratteristico con una confidenza del 75% ($E_{i,mean,0,75}$);
- C_T è il coefficiente relativo alla temperatura di servizio che, come per il caso precedente, è stato posto unitario essendo la temperatura dell'ambiente inferiore a 38°C;
- C_{DE} è il coefficiente che tiene conto della classe di servizio e della durata del carico relativo al modulo elastico. I suoi valori in questo caso sono:

Tabella 16: Coefficiente di durata del carico C_{DE} ²⁷

Durata del carico	Classe di servizio		
	1	2	3
Carichi permanenti	0,50	0,45	Da valutare
Carichi transitori	1,00	0,95	Da valutare
Carichi istantanei	1,00	1,00	Da valutare

Il termine $E_{i,mean,0,75}$ viene calcolato a partire dall'espressione:

$$E_{i,mean,0,75} = E_{i,mean} \left(1 - \frac{k_{i,mean,0,75} \cdot V}{\sqrt{n}} \right)$$

In cui:

- $E_{i,mean}$ è il modulo elastico medio (Tabella 7);
- $V = \frac{\sigma_i}{\bar{x}_i}$ è il rapporto tra il valore dello scarto quadratico medio e il valore medio relativi al parametro i-esimo;
- $n = 12$ è il numero di campioni che sono stati analizzati per ottenere il valore di resistenza medio per il parametro i-esimo;
- $k_{i,mean,0,75}$ è un coefficiente moltiplicativo che dipende dal numero di campioni n .

²⁷ Tabella estrapolata da ISO 22156:2021

Tabella 17: Valori del coefficiente $k_{mean,0.75}$ in funzione del numero di campioni n ²⁸

Numero di campioni n	$k_{mean,0.75}$
3	0,82
5	0,74
10	0,70
30	0,68
50	0,68
100	0,68
> 100	0,67

Sostituendo i vari coefficienti all'interno della formula precedente, sono stati ricavati i valori dei moduli elastici medi con una confidenza del 75%.

Tabella 18: Valori medi dei moduli elastici con confidenza del 75% del bambù Moso italiano

Parametro		Modulo Elastico [MPa]
Modulo elastico medio a trazione parallelo alla fibratura	$E_{t,0,mean,0.75}$	14610
Modulo elastico medio a compressione parallelo alla fibratura	$E_{c,0,mean,0.75}$	13260
Modulo elastico medio a flessione parallelo alla fibratura	$E_{m,0,mean,0.75}$	13000
Modulo elastico medio a flessione ortogonale alla fibratura	$E_{m,90,mean,0.75}$	3040
Modulo elastico medio a taglio	$G_{mean,0.75}$	2520

Nella tabella seguente si riportano tutti i valori dei moduli elastici di progetto ottenuti a seconda della classe di durata del carico:

²⁸ Tabella estrapolata da ISO 12122-1:2014

Tabella 19: Valori dei moduli elastici di progetto del bambù Moso italiano

Parametro	C_T	C_{DE}	Modulo Elastico di progetto [MPa]
$E_{t,0,d}$	1,0	0,45	6575
	1,0	0,95	13880
	1,0	1,00	14610
$E_{c,0,d}$	1,0	0,45	5967
	1,0	0,95	12597
	1,0	1,00	13260
$E_{m,0,d}$	1,0	0,45	5850
	1,0	0,95	12350
	1,0	1,00	13000
$E_{m,90,d}$	1,0	0,45	1368
	1,0	0,95	2888
	1,0	1,00	3040
G_d	1,0	0,45	1134
	1,0	0,95	2394
	1,0	1,00	2520

3.3.2 Connettori metallici

Per quanto riguarda i connettori metallici, è stato ipotizzato di utilizzare un acciaio S235. Di seguito si riportano le proprietà meccaniche del materiale:

Tabella 20: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio S235

Parametro	
Resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Resistenza di ultima caratteristica dell'acciaio	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s = 1,05$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 224 \text{ MPa}$
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Deformazione limite di snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1,07\%$

3.4 Analisi dei carichi

Definita la geometria globale del sistema, sono stati analizzati tutti i possibili carichi agenti sull'impalcatura. Oltre al peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali, è stato fondamentale definire tutte le azioni variabili presenti che, data la leggerezza della struttura, risultano essere predominanti e cambiano in base allo stato in cui si trova il ponteggio (condizione di servizio o di fuori servizio).

3.4.1 Carichi permanenti

In primo luogo, sono stati definiti i carichi permanenti strutturali che sono legati sia al peso proprio che alle dimensioni degli elementi adottati per i vari componenti del ponteggio.

- Tavolato in legno:

Ogni piano di lavoro può essere realizzato mediante l'uso di tavole in legno o pannelli in compensato che vengono opportunamente appoggiati sui traversi del ponteggio.

In generale, la densità del legno o del compensato può variare tra i 400 kg/m^3 e gli 800 kg/m^3 : per il caso in esame è stato considerato un valore medio della densità del materiale $\rho_w = 600 \text{ kg/m}^3$. Moltiplicando tale densità per il termine di accelerazione gravitazione è stato quindi determinato il peso specifico del tavolato che risulta pari a $p_{tav} = 5886 \text{ N/m}^3$.

Considerando anche la disponibilità in commercio dei possibili elementi in legno utilizzabili, è stato ipotizzato l'uso di un tavolato in legno per carpenteria avente spessore di $s_{tav} = 30 \text{ mm}$ per la realizzazione della superficie di lavoro.

Il valore del carico per unità di superficie dato dal peso proprio del tavolato risulta quindi pari a:

$$q_{tav} = p_{tav} \cdot s_{tav} = 5,89 \cdot 0,03 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

- Culmi di bambù:

La densità del bambù, così come per qualsiasi materiale di origine naturale, può variare in base alla specie che viene presa in considerazione. Oltretutto, all'interno di una stessa specie, tale parametro risulta variabile anche lungo la direzione di accrescimento del singolo culmo: le zone più basse dei culmi hanno densità leggermente inferiori rispetto a quelle più alte in quanto, in queste ultime, le fibre e i fasci risultano maggiormente raffittiti.

Per quanto riguarda la specie utilizzata, il Moso italiano, da varie sperimentazioni è stata valutata la sua densità media che è pari a $\rho_b \approx 900 \text{ kg/m}^3$ [25]. Pertanto, il peso del materiale vale $p_b = 900 \cdot 9,81 = 8829 \text{ N/m}^3$.

Il carico lineare dovuto al peso proprio degli elementi in bambù è funzione dell'area della sezione trasversale del culmo. Salvo alcuni casi specifici in cui è stato calcolato manualmente, se n'è tenuto conto assegnando i valori di densità, di area della sezione trasversale e di accelerazione gravitazionale agli elementi trave che costituiscono il modello della struttura sul software di calcolo *Straus7*.

3.4.2 Carichi variabili

I carichi variabili agenti sulla struttura dipendono dalla condizione d'uso della stessa che può essere di servizio o di fuori servizio: mentre i carichi permanenti strutturali e non strutturali prescindono da tali considerazioni, per le altre azioni risulta necessario distinguere i due casi come segue.

3.4.2.1 Condizione di servizio

- Carico di servizio:

Durante l'esecuzione dei lavori di manutenzione, il piano di lavoro risulta essere soggetto a un tipo di carico, definito "carico di servizio", che è esemplificativo delle varie attività che vengono svolte su di esso. Nel dettaglio, tale carico comprende, oltre al peso delle varie attrezzature e dei materiali depositati sull'area di lavoro, anche gli effetti dinamici dei lavori eseguiti come, ad esempio, il posizionamento degli oggetti che può avvenire mediante uso di impianti elettrici o carriole (UNI EN 12811-1:2004).

La normativa stabilisce il valore del carico per unità di superficie da applicare in base alla classe di carico che viene assegnata alla struttura, ossia in base alla natura dei lavori che vengono eseguiti sul ponteggio. Nel caso in esame, essendo l'impalcatura destinata ai lavori di manutenzione e/o ristrutturazione, è stata adottata la classe di servizio 2 e pertanto, è stato considerato il valore del carico pari a:

$$q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Inoltre, per la combinazione di calcolo nelle condizioni di lavoro, deve essere applicato un ulteriore carico di servizio pari al 50% di q_1 sul piano di lavoro inferiore rispetto al livello considerato attivo:

$$q_{1,50\%} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

- **Carico di lavoro orizzontale:**

In assenza dell'azione del vento, l'impalcatura deve anche essere in grado di supportare un ipotetico carico orizzontale del carico di lavoro che è rappresentativo degli effetti dinamici dovuti alle varie operazioni che avvengono durante l'uso del ponteggio.

Per ciascuna campata considerata, tale carico non deve essere inferiore al 2,5% del carico uniformemente distribuito q_1 totale distribuito sulla campata, o comunque non inferiore a un valore minimo di 0,3 kN. Inoltre, il carico deve essere applicato al livello della superficie di lavoro separatamente sia in direzione parallela che perpendicolare alla facciata (UNI EN 12811-1:2004).

Il carico di lavoro orizzontale vale:

$$q_{1,H} = \max [2,5\% q_1 ; 0,3] = \max [0,03 ; 0,3] = 0,3 \text{ kN}$$

- **Azione del vento:**

I carichi dovuti all'impatto del vento sulla struttura sono stati calcolati in accordo con l'attuale normativa che definisce tale azione come la forza risultante di una pressione cinetica agente su un'area di riferimento dell'impalcatura. L'espressione per il calcolo della risultante assume la forma:

$$F_w = c_s \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_i \cdot q_i)$$

Dove:

- F_w è la forza risultante del vento;
- $c_{f,i}$ è il coefficiente di forza aerodinamica relativo all'elemento i-esimo dell'impalcatura;
- A_i è l'area di riferimento relativa all'elemento i-esimo dell'impalcatura;
- q_i è la pressione cinetica, espressa in kN/m^2 , agente sull'elemento i-esimo dell'impalcatura;
- c_s è il coefficiente di esposizione del sito.

I vari coefficienti presenti nell'equazione dipendono anche dalla presenza o meno di uno specifico rivestimento sulle facciate del ponteggio. È stato ipotizzato per una prima analisi di non applicare alcun tipo di rivestimento sull'impalcatura, pertanto, con riferimento a quanto riportato in UNI EN 12811-1:2004, sono stati considerati i seguenti valori per i coefficienti.

Il coefficiente di forza aerodinamica c_f può essere assunto pari a 1,3 per tutte le aree progettate, incluse le superfici delle piattaforme, dei fermapiedi e le aree nominali che tengono conto di eventuali attrezzature e materiali depositati sull'area di lavoro.

Il coefficiente di sito c_s prende in considerazione il posizionamento dell'impalcatura di lavoro in base all'edificio. Nel caso di ponteggi innalzati di fronte la facciata di una costruzione, è necessario distinguere l'azione del vento in direzione parallela alla facciata da quella perpendicolare. Per azioni del vento parallele, il parametro $c_{s\parallel}$ può essere assunto pari a 1,0 mentre, per azioni perpendicolari alla facciata, il coefficiente dipende dal rapporto di solidità φ_B definito come segue:

$$\varphi_B = \frac{A_{B,n}}{A_{B,g}}$$

Dove:

- $A_{B,n}$ è l'area netta della facciata dell'edificio con le aperture detratte;
- $A_{B,g}$ è l'area totale della facciata, comprensiva di aperture.

L'esposizione della struttura all'azione del vento in direzione perpendicolare alla facciata è quindi caratterizzata dalle aperture presenti sull'edificio. Il valore di $c_{s\perp}$ in questo caso si ottiene graficamente a partire da φ_B :

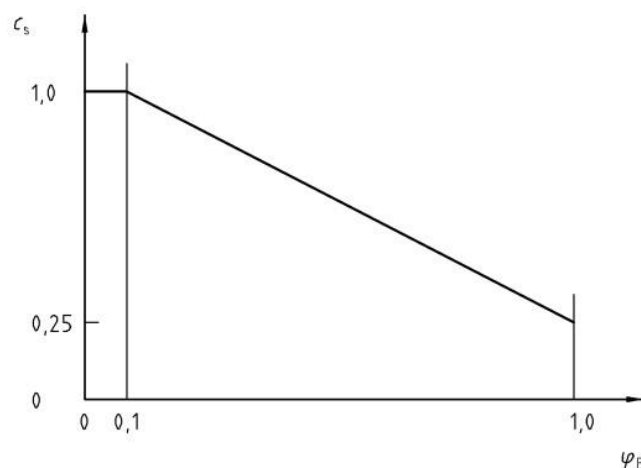


Figura 24: Variazione del coefficiente di sito c_s in funzione di φ_B ²⁹

²⁹ Immagine tratta da UNI EN 12811-1:2004

Essendo le facciate degli edifici variabili nella percentuale di area delle aperture presenti rispetto all'area totale della superficie, è stato considerato il caso più gravoso che si ha quando $0 \leq \varphi_B \leq 0,1$. In tale circostanza, il coefficiente di sito $c_{s\perp}$ viene posto pari a 1,0.

La pressione q_i legata alla velocità con cui il vento impatta sugli elementi strutturali del ponteggio nella condizione di servizio non equivale a quella massima raggiungibile: l'azione del vento, infatti, può condizionare anche la possibilità di effettuare i lavori sul ponteggio da parte degli addetti. Per questa ragione, la normativa suggerisce un valore di pressione ridotto pari a $0,2 \text{ kN/m}^2$ da applicare nelle combinazioni di calcolo in cui i piani di lavoro risultano attivi.

Il valore della forza risultante del vento viene riportato di seguito nei vari casi analizzati in quanto l'area degli elementi A_i cambia a seconda delle scelte progettuali adottate in funzione della geometria della struttura. Le equazioni assumono la seguente forma:

- Forza risultante del vento in direzione parallela alla facciata:

$$F_{w\parallel} = c_{s\parallel} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_i \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,2 \cdot \sum_i A_{i\parallel}$$

- Forza risultante del vento in direzione perpendicolare alla facciata:

$$F_{w\perp} = c_{s\perp} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_i \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,2 \cdot \sum_i A_{i\perp}$$

3.4.2.2 Condizione di fuori servizio

- **Carico di fuori servizio:**

Quando non è presente alcun carico dovuto alle operazioni in fase di servizio oppure un carico legato alla presenza di neve sull'impalcatura, secondo la normativa è comunque necessario applicare sul livello di lavoro più sfavorevole una quota parte del carico di servizio q_1 , rappresentativa dei materiali che possono essere stati depositati sullo stesso. La quantità di carico da tenere in considerazione corrisponde al 25% di q_1 :

$$q_{1,25\%} = 0,375 \text{ kN/m}^2$$

- **Carico da neve:**

Il carico variabile indotto dall'accumulo della neve può avere particolare importanza nella progettazione di un ponteggio sito in territori, come alcuni presenti in Italia, che possano essere soggetti ad abbondanti nevicate. La normativa UNI EN 12811-1:2004 affida la valutazione di tale carico alle varie normative nazionali, pertanto, seguendo le Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018, l'azione della neve è stata calcolata come segue:

Il piano di lavoro posto più alto, essendo totalmente esposto agli agenti atmosferici, è stato trattato come se fosse una copertura piana sulla quale possa depositarsi la neve. Il carico della neve sulla copertura viene calcolato mediante la seguente espressione (§3.4.1 NTC 2018):

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Il carico della neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona (§3.4.2 NTC 2018). La provincia di Bologna rientra nella zona I - Mediterranea per la quale si può avere un carico $q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$ se l'altitudine di riferimento $a_s \leq 200 \text{ m}$, oppure $q_{sk} = 1,39[1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ se $a_s > 200 \text{ m}$. Essendo il comune di Bologna sito a 54 m.s.l.m., il carico della neve al suolo è stato considerato pari a:

$$q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di forma della copertura μ_i dipende dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti (§3.4.3 NTC 2018). Come riportato in normativa, i valori da adottare in funzione dell'inclinazione α sono:

Tabella 21: Valori del coefficiente di forma³⁰

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Essendo l'angolo formato dal piano di lavoro con l'orizzontale pari a $\alpha = 0^\circ$, il coefficiente di forma μ_i viene posto pari a 0,8.

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera (§3.4.4 NTC 2018). Il suo valore può variare a seconda della classe di esposizione:

Tabella 22: Valori di C_E per diverse classi di esposizione³¹

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

È stata considerata una esposizione normale dell'impalcatura, per cui il coefficiente vale 1,0.

Infine, Il coefficiente termico C_t tiene conto della riduzione del carico della neve a causa dello scioglimento della stessa per la perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, come in questo caso, deve essere posto pari a 1,0 (§3.4.5 NTC 2018).

Sostituendo tutti i termini all'interno dell'equazione precedente si ottiene:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Dal momento che l'impalcatura presenta aperture su tutti i lati della struttura, è necessario considerare una quota parte del carico totale da neve anche sui restanti piani di lavoro. Per i restanti livelli è stato assunto un carico di superficie uniformemente distribuito pari al 30% di q_s :

$$q_{s,30\%} = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

³⁰ Tabella estrapolata da NTC 2018

³¹ Tabella estrapolata da NTC 2018

- **Azione del vento:**

La forza risultante dell'azione del vento nella condizione di fuori servizio viene calcolata a partire dalla stessa equazione vista per il caso di servizio:

$$F_w = c_s \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_i \cdot q_i)$$

Per quanto riguarda il coefficiente di forza aerodinamica c_f e il coefficiente di esposizione del sito c_s non si hanno distinzioni rispetto alla condizione di servizio, pertanto sono stati posti pari a: $c_f = 1,3$, $c_{s\parallel} = 1,0$ e $c_{s\perp} = 1,0$.

In questo caso, per il termine legato alla pressione cinetica del vento q_i , bisogna utilizzare il suo valore massimo valutato per un periodo di ritorno di 50 anni. La velocità del vento massima dipende dalla zona in cui si erige il ponteggio e viene calcolata seguendo le direttive presenti nella normativa nazionale NTC 2018.

La pressione cinetica q_i è data dall'espressione (§3.3.6 NTC 2018):

$$q_i = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

Dove:

- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;
- v_r è la velocità di riferimento del vento.

La velocità di riferimento del vento è data dal prodotto tra la velocità base di riferimento v_b e il coefficiente di ritorno c_r (§3.3.2 NTC 2018):

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

In generale, il coefficiente di ritorno viene calcolato a partire da un'espressione logaritmica che è funzione del periodo di ritorno T_R . Nel caso in cui il periodo di ritorno fosse di 50 anni ($T_R = 50$ anni), è possibile assumere tale coefficiente unitario, pertanto, c_r è stato posto pari a 1,0.

La velocità base di riferimento v_b è data dall'equazione (§3.3.1 NTC 2018):

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

In cui:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine.

Il valore della velocità di base viene estrapolato dalla tabella seguente:

Tabella 23: valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_s ³²

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Il coefficiente di altitudine vale invece $c_a = 1,0$ per $a_s \leq a_0$ oppure $c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m. Essendo il comune di Bologna sito a 54 m.s.l.m., viene posto $v_{b,0} = 25$ m/s e $c_a = 1,0$, pertanto, la velocità base e la velocità di riferimento valgono:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25 \cdot 1,0 = 25 \text{ m/s}$$

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1,0 = 25 \text{ m/s}$$

Sostituendo il termine all'interno dell'equazione per il calcolo della pressione cinetica:

$$q_i = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,63 \frac{N}{m^2} = 0,391 \text{ kN/m}^2$$

³² Tabella estrapolata da NTC 2018

Anche in questo caso, il valore della forza risultante del vento viene riportato di seguito nei vari casi analizzati in quanto l'area degli elementi A_i cambia a seconda delle scelte progettuali adottate relative alla geometria della struttura. Le equazioni assumono la seguente forma:

- Forza risultante del vento in direzione parallela alla facciata:

$$F_{w\parallel} = c_{s\parallel} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_i \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,391 \cdot \sum_i A_{i\parallel}$$

- Forza risultante del vento in direzione perpendicolare alla facciata:

$$F_{w\perp} = c_{s\perp} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_i \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,391 \cdot \sum_i A_{i\perp}$$

3.5 Approccio e combinazioni di calcolo

Tutti gli elementi strutturali appartenenti all'impalcatura sono stati progettati in accordo con le varie normative sia allo Stato Limite Ultimo (SLU) che allo Stato Limite di Esercizio (SLE), in modo tale da verificarne la sicurezza e la funzionalità per tutto il periodo di utilizzo della struttura che va dal montaggio allo smantellamento della stessa.

3.5.1 Combinazioni SLU

Nella sua forma più generica, la combinazione fondamentale delle azioni impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) assume la forma (§2.5.3 NTC 2018):

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

Dove i termini G_1 e G_2 indicano i carichi permanenti strutturali e non strutturali rispettivamente, P le eventuali presollecitazioni e Q tutte le azioni variabili di cui se ne assume una principale rispetto alle altre. Le singole azioni sono moltiplicate per i coefficienti di amplificazione dei carichi γ_F che vengono estrapolati dalla tabella seguente:

Tabella 24: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU³³

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Siccome la progettazione di componenti strutturali non coinvolge le azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) sono state eseguite adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione Ψ_{0j} , Ψ_{1j} , Ψ_{2j} , questi sono stati estrapolati dalla tabella presente in normativa per l'azione della neve e del vento (§2.5.2 NTC 2018):

Tabella 25: Valori dei coefficienti di combinazione³⁴

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

³³ Tabella estrapolata da NTC 2018

³⁴ Tabella estrapolata da NTC 2018

Nel caso dell'azione variabile di servizio dovuta alle operazioni eseguite sui piani di lavoro del ponteggio, è stato utilizzato un valore di default pari a $\Psi_{0j} = 0,7$ che solitamente viene adottato per i carichi variabili verticali.

Le combinazioni SLU assumono quindi le seguenti forme:

- **Combinazione nella condizione di servizio - SLU1:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1$$

dove Q_1 comprende il carico di lavoro q_1 applicato al piano di lavoro attivo, il carico $q_{1,50\%}$ applicato al livello sottostante e $q_{1,H}$ applicato sul piano di lavoro attivo separatamente sia in direzione parallela che in direzione perpendicolare rispetto alla facciata.

- **Combinazione nella condizione di servizio con azione del vento secondaria - SLU2:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_2$$

dove Q_1 comprende il carico di lavoro q_1 applicato al piano di lavoro attivo e il carico $q_{1,50\%}$ applicato al livello sottostante, mentre Q_2 comprende le azioni del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ relative alla condizione di servizio e applicate separatamente su tutta la facciata di riferimento.

- **Combinazione nella condizione di fuori servizio con azione del vento principale - SLU3:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_2$$

dove Q_1 comprende le azioni del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ relative alla condizione di fuori servizio e applicate separatamente su tutta la facciata di riferimento, mentre Q_2 il carico di fuori servizio $q_{1,25\%}$ applicato sul piano di lavoro posto più in alto essendo quello più sfavorevole.

- **Combinazione nella condizione di fuori servizio con azione della neve principale e azione del vento secondaria - SLU4:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_3$$

dove Q_1 comprende sia il carico della neve q_s applicato sulla superficie di lavoro posta più in alto che la sua quota parte $q_{s,30\%}$ applicata sui restanti livelli, Q_2 le azioni del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ relative alla condizione di fuori servizio e applicate separatamente su tutta la singola facciata, infine Q_3 il carico di fuori servizio $q_{1,25\%}$ applicato sul piano di lavoro posto più in alto essendo quello più sfavorevole.

- **Combinazione nella condizione di fuori servizio con azione del vento principale e azione della neve secondaria - SLU5:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_3$$

dove Q_1 comprende le azioni del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ relative alla condizione di fuori servizio e applicate separatamente su tutta la singola facciata, Q_2 il carico della neve q_s applicato sul piano di lavoro più alto e la sua quota parte $q_{s,30\%}$ applicata sui restanti livelli, infine Q_3 il carico di fuori servizio $q_{1,25\%}$ applicato sul piano di lavoro posto più in alto essendo quello più sfavorevole.

Tra tutte le combinazioni di carico allo stato limite ultimo, per il dimensionamento dei vari componenti dell'impalcatura è stata considerata quella più gravosa in termini di sollecitazioni sugli elementi strutturali.

In generale, quando la struttura è composta da elementi lignei o come nel caso specifico da un insieme di culmi di bambù, nella scelta della combinazione più gravosa è necessario tenere in considerazione anche gli effetti dovuti alla durata del carico in funzione della classe di servizio adottata. La resistenza di progetto X_d , come già visto in §3.3.1, viene infatti ridotta moltiplicando il valore caratteristico X_k per un coefficiente correttivo C_{DF} (k_{mod} per gli elementi in legno) che tiene conto di come la durata del carico possa inficiare negativamente sulla resistenza a causa della sensibilità del materiale ai fenomeni di degrado legati sia all'umidità che alla temperatura dell'ambiente circostante.

La scelta di C_{DF} per una specifica combinazione si basa sull'azione di minore durata ed è quindi governata dai singoli carichi variabili Q_k presenti. Nella fase di predimensionamento è stata quindi stabilita la condizione più sfavorevole considerando quale tra le combinazioni di carico fosse caratterizzata da un maggiore rapporto F_d/C_{DF} .

3.5.2 Combinazioni SLE

Date le caratteristiche reologiche del bambù legate ai fenomeni di viscosità, è fondamentale valutare anche lo stato d'esercizio verificando che le deformazioni sotto alcuni specifici livelli di sollecitazione non compromettano la normale operatività della struttura.

Più in generale, per le verifiche di deformabilità degli elementi lignei si fa riferimento sia alla valutazione delle deformazioni istantanee a partire da una combinazione di carico caratteristica (o rara) che alla valutazione a lungo termine sotto una combinazione di carico quasi permanente.

Nel caso in esame, essendo l'impalcatura un'opera temporanea e data quindi la breve durata dei carichi permanenti e variabili agenti su di essa, si è deciso di effettuare solo le verifiche relative alle deformazioni istantanee, trascurando le deformazioni legate ai fenomeni di viscosità a lungo termine. Pertanto, è stata considerata solo la combinazione caratteristica che in generale assume la forma:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

Analogamente alla combinazione SLU, i termini G_1 e G_2 indicano i carichi permanenti strutturali e non strutturali rispettivamente, P le eventuali presollecitazioni e Q tutte le azioni variabili di cui se ne assume una principale rispetto alle altre.

Le combinazioni SLE assumono quindi le seguenti forme:

- **Combinazione nella condizione di servizio - SLE1:**

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_1$$

dove Q_1 comprende il carico di lavoro q_1 applicato al piano di lavoro attivo, il carico $q_{1,50\%}$ applicato al livello sottostante e $q_{1,H}$ applicato sul piano di lavoro attivo separatamente sia in direzione parallela che in direzione perpendicolare rispetto alla facciata.

- **Combinazione nella condizione di servizio con azione del vento secondaria - SLE2:**

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_1 + 0,6 \cdot Q_2$$

dove Q_1 comprende il carico di lavoro q_1 applicato al piano di lavoro attivo e il carico $q_{1,50\%}$ applicato al livello sottostante, mentre Q_2 comprende le azioni del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ relative alla condizione di servizio e applicate separatamente su tutta la facciata di riferimento.

- **Combinazione nella condizione di fuori servizio con azione del vento principale - SLE3:**

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_1 + 0,7 \cdot Q_2$$

dove Q_1 comprende le azioni del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ relative alla condizione di fuori servizio e applicate separatamente su tutta la facciata di riferimento, mentre Q_2 il carico di fuori servizio $q_{1,25\%}$ applicato sul piano di lavoro posto più in alto essendo quello più sfavorevole.

- **Combinazione nella condizione di fuori servizio con azione della neve principale e azione del vento secondaria - SLE4:**

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_1 + 0,6 \cdot Q_2 + 0,7 \cdot Q_3$$

dove Q_1 comprende sia il carico della neve q_s applicato sulla superficie di lavoro posta più in alto che la sua quota parte $q_{s,30\%}$ applicata sui restanti livelli, Q_2 le azioni del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ relative alla condizione di fuori servizio e applicate separatamente su tutta la singola facciata, infine Q_3 il carico di fuori servizio $q_{1,25\%}$ applicato sul piano di lavoro posto più in alto essendo quello più sfavorevole.

- **Combinazione nella condizione di fuori servizio con azione del vento principale e azione della neve secondaria - SLE5:**

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_1 + 0,5 \cdot Q_2 + 0,7 \cdot Q_3$$

dove Q_1 comprende le azioni del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ relative alla condizione di fuori servizio e applicate separatamente su tutta la facciata di riferimento, Q_2 il carico della neve q_s applicato sul piano di lavoro più alto e la sua quota parte $q_{s,30\%}$ applicata sui restanti livelli, infine Q_3 il carico di fuori servizio $q_{1,25\%}$ applicato sul piano di lavoro posto più in alto essendo quello più sfavorevole.

3.6 Modellazione della struttura

Per determinare sia le tensioni agenti sui vari elementi strutturali che le deformazioni che possa subire l'impalcatura sotto determinate condizioni di carico, i due modelli del ponteggio caratterizzati dal numero diverso di campate sono stati implementati all'interno del software di calcolo FEM *Straus7* così da eseguire un'analisi statica lineare delle strutture.

Tutti gli elementi strutturali che compongono il ponteggio vengono realizzati utilizzando culmi di bambù. Nel §7 della normativa ISO 22156:2021 vengono date alcune indicazioni da seguire per la modellazione strutturale e per riuscire a “tradurre” la realtà fisica di un'opera caratterizzata da questo materiale in un modello matematico sul quale eseguire i necessari calcoli di progettazione. Tipicamente, per i modelli di strutture realizzate in bambù valgono le seguenti ipotesi:

- Il bambù può essere assunto come materiale elastico-lineare per determinate soglie di sollecitazione;
- I culmi di bambù vengono modellati in modo da soddisfare la teoria della trave di Eulero-Bernoulli (conservazione delle sezioni piane);
- I culmi di bambù sono modellati in modo conservativo come tubi cavi aventi dimensione della sezione trasversale uguale alla dimensione più piccola del culmo. Per la maggior parte delle applicazioni, è considerato adeguato e appropriato utilizzare dimensioni medie della sezione trasversale per la modellazione.

Assumendo le varie ipotesi sopracitate, tutti gli elementi che compongono la struttura sono stati modellati come elementi trave che soddisfano la teoria di Eulero-Bernoulli e sono state assegnate sia le proprietà del materiale che geometriche come mostrato nelle immagini successive:

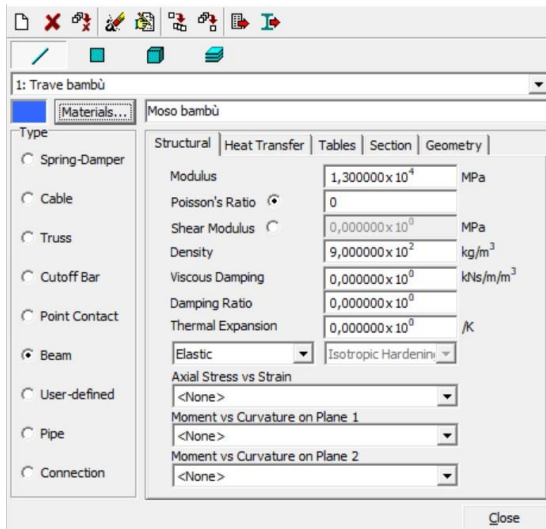


Figura 25: Proprietà del materiale (Straus7)

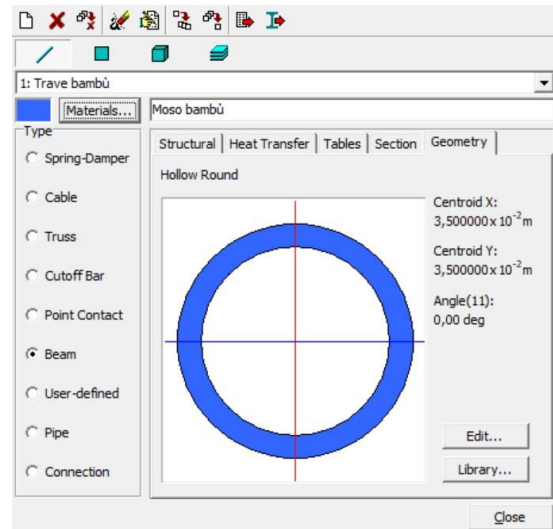


Figura 26: Proprietà della sezione trasversale (Straus7)

Per il Moso è stato quindi adottato come modulo elastico generico quello caratteristico a flessione pari a $E_m = 13000 \text{ MPa}$ e una densità di $\rho = 900 \text{ kg/m}^3$. Per tutti gli elementi, indistintamente dalla loro destinazione d'uso, è stato assunto un diametro medio del culmo pari a $D = 70 \text{ mm}$ e uno spessore della corona circolare di $\delta = 7 \text{ mm}$ per tenere conto del peso proprio della struttura.

Sono state quindi create le due strutture reticolari, a tre e a due campate, posizionando i nodi a seconda delle scelte progettuali di partenza che saranno trattate nello specifico nei capitoli successivi. I nodi rappresentano i punti di collegamento tra i vari elementi *beam* che costituiscono i montanti, i traversi e i correnti oppure tra gli elementi *truss* che costituiscono i diagonali di controventamento; non presentano alcuna restrizione sia sulle rotazioni che sulle traslazioni in quanto gli elementi metallici che realizzano la connessione, seppur dotati di una rigidità maggiore rispetto al materiale ligneo, risultano comunque deformabili.

Gli unici vincoli che sono stati inseriti riguardano, da un lato, i nodi alla base che rappresentano l'appoggio dei montanti al suolo mediante l'uso di specifiche piastre in acciaio, dall'altro, l'ancoraggio alla facciata dell'edificio di alcuni nodi posti in elevazione e appartenenti al layer interno della struttura, che nella realtà avviene tramite uso di bulloni e tiranti in acciaio. Per tutti i nodi vincolati sono state imposte delle restrizioni solo sulle traslazioni nelle tre direzioni principali (DX, DY, DZ) lasciando libere le rotazioni. Nell'immagine seguente è possibile osservare la modellazione delle due impalcature:

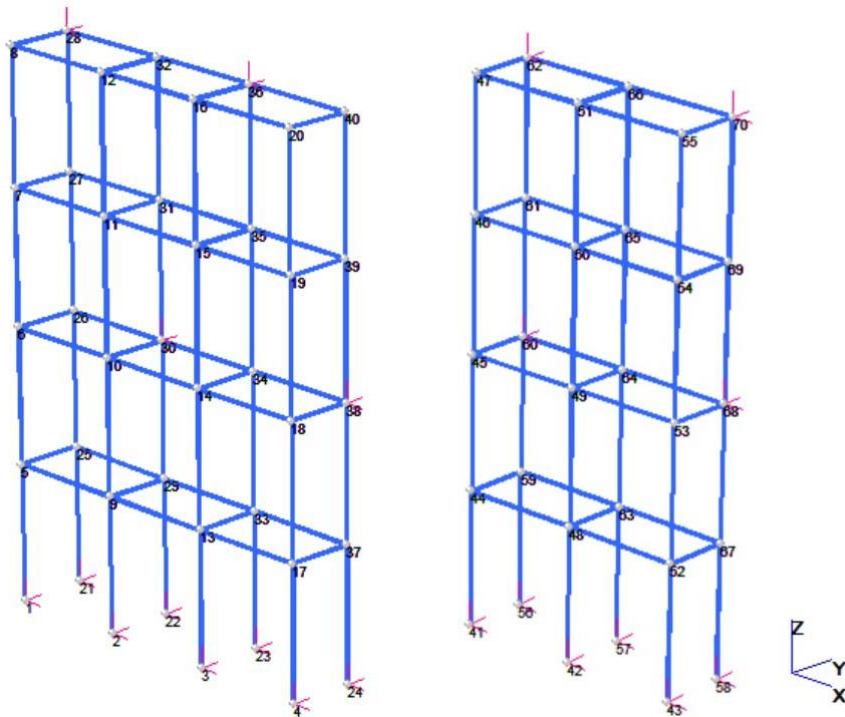


Figura 27: Modello del ponteggio a tre campate e a due campate con il software Straus7

Come spiegato in §2.2.6 del seguente elaborato, è possibile assumere due differenti schemi di ancoraggio del ponteggio all’edificio esistente: uno schema detto “a rombo” dove gli ancoraggi vengono sfalsati ogni due livelli e uno schema dove gli ancoraggi vengono semplicemente posti lungo la stessa verticale a differenti altezze. Nell’immagine è visibile uno schema di ancoraggio sfalsato che è stato adottato preliminarmente.

Una volta creato il modello, sono state implementate le varie azioni applicando delle forze concentrate sui nodi. In alcuni casi, tali forze sono state calcolate come la risultante di un carico uniformemente distribuito su una determinata area di influenza appartenente al generico nodo i -esimo, in altri, sono state inserite valutando manualmente lo sforzo di taglio massimo che viene trasmesso tra due elementi a diretto contatto, come avviene ad esempio tra i traversi e i correnti. Questo è stato eseguito creando diversi casi di carico ciascuno rappresentante una specifica azione permanente o variabile. Solo per quanto riguarda il peso proprio degli elementi strutturali G_1 è stato inserito il valore dell’accelerazione gravitazionale sul software così da calcolare automaticamente l’azione verticale a partire dalla densità del materiale.

Successivamente, sono state realizzate le diverse combinazioni SLU e SLE moltiplicando per un valore unitario o per un coefficiente di amplificazione tutte le azioni ritenute attive per quella specifica combinazione di carico, o moltiplicando per zero in caso contrario.

Definita su *Straus7* sia la struttura del modello che le varie azioni agenti, è stata eseguita un'analisi statica lineare per calcolare e osservare sia le sollecitazioni sugli elementi (in termini di sforzo assiale, taglio e momento flettente) sia le reazioni sui vincoli e gli spostamenti che subiscono i nodi liberi.

4. PROTOTIPI DI PONTEGGIO

4.1 Ponteggio 1

Per la struttura di partenza, denominata **Ponteggio 1**, sono state fatte le seguenti scelte progettuali: tenendo in considerazione la possibilità di passaggio attraverso il ponteggio, è stata considerata la distanza tra due stilate consecutive pari a $l = 1,80\text{ m}$, che è quella massima tipicamente adottata (ricordando che il minimo secondo la normativa UNI EN 12810-1:2004 è di $1,40\text{ m}$ qualora fosse concesso il passaggio pedonale). Inoltre, è stata stabilita la distanza tra i montanti interni ed esterni di $w = 1,00\text{ m}$, condizione per la quale viene assegnata alla struttura la classe di larghezza W09 ($0,9\text{ m} \leq w \leq 1,2\text{ m}$) che risulta idonea per la tipologia di lavori previsti.

Nella tabella seguente si riportano in sintesi le caratteristiche geometriche adottate per il ponteggio:

Tabella 26: Proprietà geometriche del Ponteggio 1

Caratteristiche geometriche	Lunghezza [m]
Interasse delle stilate l	1,8
Interasse dei montanti i	1,0
Altezza interpiano h_i	2,0
Altezza totale H	9,4

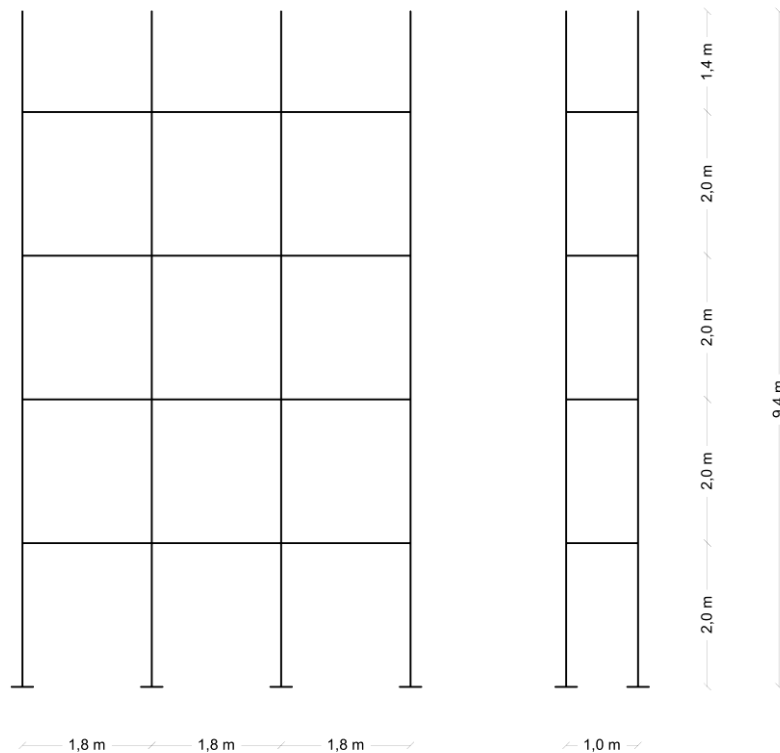


Figura 28: Schema frontale e laterale del Ponteggio 1 – modello a 3 campate

Avendo stabilito le dimensioni totali dell'impalcatura e le varie distanze tra gli elementi che lo compongono, sono state definite anche le dimensioni dei tavolati che realizzano la singola superficie di lavoro. Tenendo conto sia della lunghezza dei traversi che dell'interasse tra le stilate, nella tabella seguente si riassumono le proprietà geometriche assunte per i tavolati:

Tabella 27: Dimensioni della superficie di lavoro del Ponteggio 1

Dimensione dei tavolati in legno	Lunghezza [m]	
	Modello a tre campate	Modello a due campate
Larghezza tavolato L_t	1,0	1,0
Lunghezza tavolato l_t	5,4	3,6
Spessore tavolato s	0,03	0,03

Per aggiungere anche il peso proprio degli elementi in bambù sia nei calcoli manuali che automatici, è stato ipotizzato di utilizzare dei culmi di diametro pari a $D = 70 \text{ mm}$, costante su tutta la lunghezza e di spessore $\delta = 7 \text{ mm}$ che equivale al 10% di D . Dopo aver eseguito un'analisi statica lineare, in base alle sollecitazioni massime agenti sui vari elementi quali montanti, traversi e correnti, sono state calcolate le aree delle sezioni trasversali minime da adottare per ciascuna categoria e il numero di culmi necessari. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della sezione adottate per le canne di bambù:

Tabella 28: Proprietà geometriche medie della sezione trasversale dei culmi – Ponteggio 1

Dimensioni della sezione trasversale	Valore [mm]
Diametro D	70 mm
Spessore δ	7 mm
Area sezione A	1385 mm ²

Dove l'area della sezione trasversale del culmo è stata calcolata a partire dall'espressione:

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - (D - 2\delta)^2)$$

Infine, è stata anche calcolata la superficie totale degli elementi di un singolo modulo, sia in direzione parallela che perpendicolare rispetto alla facciata, per valutare l'area di impatto del vento. Quest'ultima è data dalla somma delle proiezioni delle aree dei singoli elementi su un piano verticale e ortogonale rispetto alla direzione considerata:

- Area totale del modulo in direzione perpendicolare rispetto alla facciata A_{\perp} :

Tabella 29: Area totale A_{\parallel} degli elementi di un singolo modulo del Ponteggio 1

Elementi	Area [m^2]
Montante x2	0,28
Traverso x2	0,14
Fermapiede e materiali depositati	0,4
Tavolato in legno	0,03
Elementi di protezione	0,15
Totale	1,0

- Area totale del modulo in direzione perpendicolare rispetto alla facciata A_{\perp} :

Tabella 30: Area totale A_{\perp} degli elementi di un singolo modulo del Ponteggio 1

Elementi	Area [m^2]
Montante x2	0,28
Corrente x2	0,25
Fermapiede e materiali depositati	0,72
Tavolato in legno	0,06
Elementi di protezione	0,25
Totale	1,56

Date le aree totali A_{\parallel} e A_{\perp} è stato possibile calcolare le forze risultanti dovute all'azione del vento sia in condizioni di servizio che di fuori servizio:

- Forza risultante del vento in direzione parallela alla facciata in condizione di servizio:

$$F_{w\parallel} = c_{s\parallel} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_{i\parallel} \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,2 \cdot 1,0 = 0,26 \text{ kN}$$

- Forza risultante del vento in direzione perpendicolare alla facciata in condizione di servizio:

$$F_{w\perp} = c_{s\perp} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_{i\perp} \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,2 \cdot 1,56 = 0,406 \text{ kN}$$

- Forza risultante del vento in direzione parallela alla facciata in condizione di fuori servizio:

$$F_{w\parallel} = c_{s\parallel} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_{i\parallel} \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,391 \cdot 1,0 = 0,508 \text{ kN}$$

- Forza risultante del vento in direzione perpendicolare alla facciata in condizione di fuori servizio:

$$F_{w\perp} = c_{s\perp} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_{i\perp} \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,391 \cdot 1,56 = 0,793 \text{ kN}$$

4.1.1 Predimensionamento degli elementi portanti

Il predimensionamento dei singoli componenti è stato eseguito a partire dalle sollecitazioni massime allo stato limite ultimo ottenute sia manualmente mediante la risoluzione di schemi statici semplificati, sia attraverso calcoli automatici implementati sul software di calcolo *Straus7*.

4.1.1.1 Traversi

Seguendo il corretto flusso dei carichi, i traversi in questa tipologia di struttura svolgono una duplice funzione: quella di appoggio per i pannelli in legno che costituiscono il piano di lavoro e quella di trasferimento del carico uniformemente distribuito sugli elementi verticali che, a loro volta, trasmettono le azioni alla base dell'impalcatura.

Il carico lineare uniformemente distribuito sul traverso è stato calcolato a partire dall'azione trasmessa dal tavolato ai vari appoggi sotto le differenti condizioni di carico. Per tale ragione, la singola unità di piattaforma è stata trattata come un elemento monodimensionale ed è stato quindi adottato uno schema statico equivalente di trave su semplici appoggi per valutare la ripartizione del carico sui traversi. Il carico uniformemente distribuito sul piano di lavoro maggiormente sollecitato dipende dalla combinazione di carico adottata e di conseguenza, anche le sollecitazioni sui traversi saranno funzione di essa. In primo luogo, è stata valutata quale tra le combinazioni di calcolo considerate risultasse più gravosa per gli elementi strutturali. Inoltre, ricordando che la resistenza del bambù dipende anche dalla durata del carico, tale scelta è stata determinata ponendo a rapporto il carico uniformemente distribuito Q_{tav} con il fattore di durata del carico C_{DF} che è stato valutato per ciascuna combinazione, in modo da selezionare quella affetta dal rapporto maggiore.

Nelle espressioni successive i carichi G_1 , G_2 e Q_i fanno riferimento all'analisi dei carichi vista in §3.4.

- **Combinazione SLU1:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1$$

Sostituendo all'interno dell'espressione i termini G_1 , G_2 e Q_1 che agiscono in direzione verticale rispetto al piano, il carico uniformemente distribuito sulla superficie di lavoro vale:

$$Q_{tav} = 1,3 \cdot 0,18 + 1,5 \cdot 1,5 = 2,48 \text{ kN/m}^2$$

Essendo i carichi presenti di breve durata, il coefficiente di durata del carico vale:

$$C_{DF} = 0,65$$

Pertanto, ponendo a rapporto Q_{tav} con C_{DF} si ottiene:

$$\frac{Q_{tav}}{C_{DF}} = \frac{2,484}{0,65} = 3,82$$

- **Combinazione SLU2:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_2$$

Sostituendo i termini G_1 , G_2 , Q_1 e Q_2 che agiscono in direzione verticale rispetto al piano, il carico uniformemente distribuito sulla superficie di lavoro vale:

$$Q_{tav} = 1,3 \cdot 0,18 + 1,5 \cdot 1,5 = 2,48 \text{ kN/m}^2$$

In questo caso, nonostante sia presente anche l'azione del vento che è definita come un'azione istantanea, per la valutazione della durata del carico minore si è tenuto conto dei soli carichi permanenti strutturali e dell'azione variabile principale che equivale al carico di servizio q_1 . Pertanto, essendo Q_1 di breve durata, il valore del coefficiente C_{DF} risulta pari a:

$$C_{DF} = 0,65$$

Ponendo a rapporto Q_{tav} con C_{DF} si ottiene come per il caso precedente:

$$\frac{Q_{tav}}{C_{DF}} = \frac{2,484}{0,65} = 3,82$$

- **Combinazione SLU3:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_2$$

Sostituendo i termini G_1 , G_2 , Q_1 e Q_2 che agiscono in direzione verticale rispetto al piano, il carico uniformemente distribuito sulla superficie di lavoro vale:

$$Q_{tav} = 1,3 \cdot 0,18 + (1,5 \cdot 0,7) \cdot 0,375 = 0,628 \text{ kN/m}^2$$

L'azione di minore durata corrisponde all'azione del vento che, essendo istantanea, fa sì che il valore del coefficiente C_{DF} risulti pari a:

$$C_{DF} = 0,85$$

Pertanto, ponendo a rapporto Q_{tav} con C_{DF} si ottiene:

$$\frac{Q_{tav}}{C_{DF}} = \frac{0,628}{0,85} = 0,74$$

- **Combinazione SLU4:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_3$$

Sostituendo i termini G_1 , G_2 , Q_1 , Q_2 e Q_3 che agiscono in direzione verticale rispetto al piano, il carico uniformemente distribuito sulla superficie di lavoro vale:

$$Q_{tav} = 1,3 \cdot 0,18 + 1,5 \cdot 1,2 + (1,5 \cdot 0,7) \cdot 0,375 = 2,43 \text{ kN/m}^2$$

L'azione variabile principale corrisponde a quella della neve che, essendo di breve durata, stabilisce il valore del coefficiente C_{DF} :

$$C_{DF} = 0,65$$

Pertanto, ponendo a rapporto Q_{tav} con C_{DF} si ottiene:

$$\frac{Q_{tav}}{C_{DF}} = \frac{2,43}{0,65} = 3,74$$

- **Combinazione SLU5:**

$$F_d = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_3$$

Sostituendo i termini G_1 , G_2 , Q_1 , Q_2 e Q_3 che agiscono in direzione verticale rispetto al piano, il carico uniformemente distribuito sulla superficie di lavoro vale:

$$Q_{tav} = 1,3 \cdot 0,18 + (1,5 \cdot 0,5) \cdot 1,2 + (1,5 \cdot 0,7) \cdot 0,375 = 1,53 \text{ kN/m}^2$$

Avendo considerato l'azione del vento come principale, il coefficiente C_{DF} per le azioni istantanee vale:

$$C_{DF} = 0,85$$

Pertanto, ponendo a rapporto Q_{tav} con C_{DF} si ottiene:

$$\frac{Q_{tav}}{C_{DF}} = \frac{1,53}{0,85} = 1,8$$

Di tutte le varie combinazioni di carico, basandosi sui rispettivi rapporti Q_{tav}/C_{DF} , la combinazione allo stato limite ultimo che è risultata essere più gravosa per il dimensionamento dei traversi è stata

la combinazione **SLU1**. Per tale motivo, è stato considerato un carico uniformemente distribuito sul piano di lavoro pari a $Q_{tav} = 2,48 \text{ kN/m}^2$.

Avendo assunto i piani di lavoro come elementi trave, per passare da un carico di superficie a uno lineare Q_{tav} è stato moltiplicato per la larghezza del pannello $L_t = 1,00 \text{ m}$:

$$q_{tav} = Q_{tav} \cdot L_t = 2,48 \cdot 1,0 = 2,48 \text{ kN/m}$$

Con l'ausilio del software *Ftool* sono state calcolate le massime sollecitazioni agenti sull'impalcato: per entrambi gli schemi, gli elementi trave sono stati considerati continui sui vari appoggi, posti ad una distanza pari all'interasse dei traversi $L_t = 1,80 \text{ m}$:

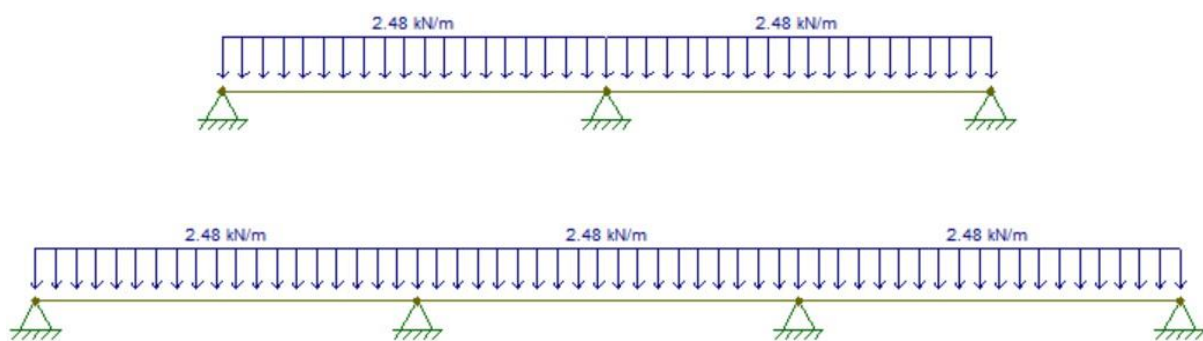


Figura 29: Schemi statici equivalenti di trave su tre e quattro appoggi – Ponteggio 1

Ottenendo così la sollecitazione flettente e tagliante per entrambi i casi:

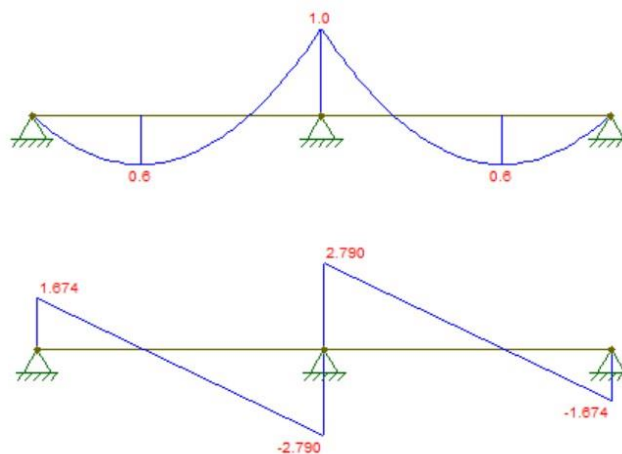


Figura 30: Diagramma del momento e del taglio per la trave su tre appoggi - Ponteggio 1

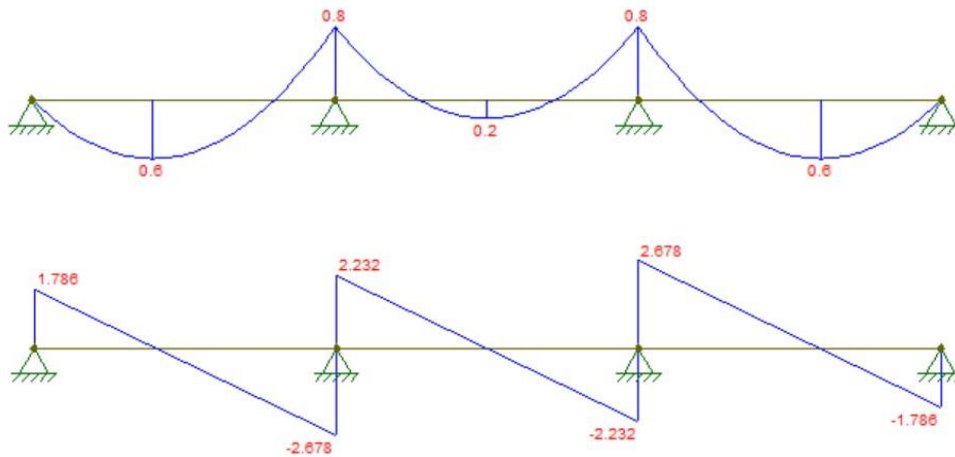


Figura 31: Diagramma del momento e taglio per la trave su quattro appoggi – Ponteggio 1

I traversi posti internamente sono soggetti a carichi maggiori rispetto a quelli più esterni. Considerando che la superficie di lavoro debba essere piana, assumere diametri variabili per i traversi porterebbe ad avere delle pendenze della superficie non ammissibili. Per tale ragione, è stato deciso di dimensionare i traversi, sia interni che esterni, adottando un unico diametro a partire dagli elementi maggiormente sollecitati.

Lo sforzo di taglio massimo si ha quando i tavolati vengono disposti in appoggio su tre elementi:

$$V_{max} = 2 \cdot \frac{5}{8} qL_t = 1,25 \cdot 2,48 \cdot 1,8 = 5,58 \text{ kN}$$

Siccome V_{max} corrisponde a un'azione puntuale trasmessa dalla trave all'appoggio, la forza concentrata agente sul traverso è stata distribuita su tutta la lunghezza dell'elemento in bambù così da ottenere un carico lineare uniformemente distribuito:

$$q_v = \frac{V_{max}}{L_t} = \frac{5,58}{1,0} = 5,58 \text{ kN/m}$$

Considerando anche il peso proprio del culmo di bambù, il carico lineare totale agente sul traverso in combinazione SLU1 diventa:

$$q_{traverso} = 1,3 \cdot (8,83 \cdot 1385 \cdot 10^{-6}) + 5,58 = 5,6 \text{ kN/m}$$

Risolvendo lo schema di una trave in semplice appoggio con carico uniformemente distribuito, sono state ricavate le sollecitazioni massime sia a momento che a taglio agenti sui traversi. Avendo ipotizzato la lunghezza degli elementi di $L_t = 1,00 \text{ m}$ si ottiene:

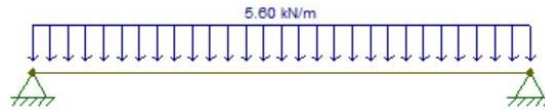


Figura 32: Schema statico equivalente di trave su due appoggi – traverso del Ponteggio 1

- Calcolo del momento massimo in mezzeria:

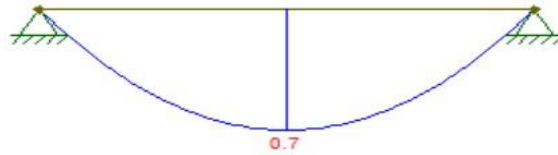


Figura 33: Diagramma del momento – traverso del Ponteggio 1

$$M_{max} = \frac{qL_t^2}{8} = \frac{5,6 \cdot 1,0^2}{8} = 0,7 \text{ kNm}$$

- Calcolo del taglio massimo in prossimità dell'appoggio:

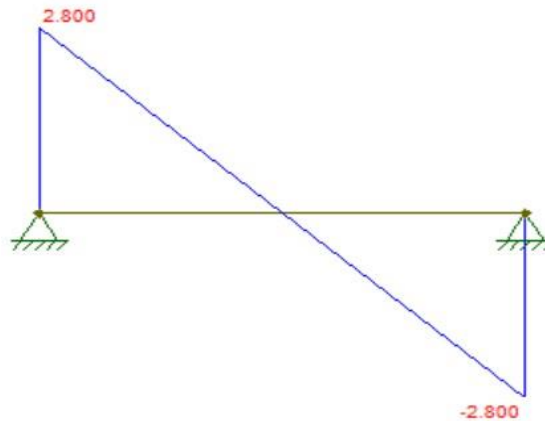


Figura 34: Diagramma del taglio – traverso del Ponteggio 1

$$T_{max} = \frac{qL_t}{2} = \frac{5,6 \cdot 1,0}{2} = 2,8 \text{ kN}$$

In questa tipologia strutturale i traversi lavorano principalmente a flessione e per tale motivo il diametro minimo ammissibile è stato calcolato a partire dal momento flettente massimo che si ha in mezzeria. La capacità a momento di un singolo membro che può essere composto da uno o più culmi dipende sia dalla resistenza a flessione di progetto che dal momento statico della sezione trasversale:

$$M_r = f_{md} \cdot \sum_i S_i$$

Dove:

- f_{md} è la resistenza a flessione parallela alle fibre;
- S_i è il momento statico della sezione trasversale relativo al culmo i-esimo.

Il momento statico della sezione trasversale è funzione sia del diametro D che dello spessore δ del culmo:

$$S = \frac{\pi}{32D} \cdot (D^4 - (D - 2\delta)^4)$$

Ipotizzando di utilizzare un solo culmo per realizzare gli elementi, il diametro minimo è stato quindi calcolato ponendo il momento resistente uguale al momento massimo agente $M_r = M_{max}$. Ricordando inoltre di aver assunto lo spessore del culmo pari a $\delta = D/10$, è stato possibile riscrivere l'equazione precedente in funzione dell'unica incognita D :

- Diametro minimo per i traversi realizzati con un singolo culmo:

$$D_{min} = \sqrt[3]{\frac{M_{max}}{0,058 \cdot f_{md}}} = \sqrt[3]{\frac{700000}{0,058 \cdot 19,247}} = 85,6 \text{ mm} \rightarrow 86 \text{ mm}$$

Per rendere la struttura omogenea e simmetrica, è stata valutata l'ipotesi di utilizzare più culmi per la realizzazione del singolo traverso. In particolare, disponendo due culmi affiancati di cui uno a sinistra e uno a destra del montante, si riuscirebbe non solo a ridurre le dimensioni minime della sezione trasversale, ma farebbe sì che il carico introdotto agli elementi portanti verticali, quali appunto i montanti, sia il più centrato possibile rispetto al loro asse, così da poter limitare eventuali fenomeni di instabilità.

Considerando quindi l'ipotesi di disporre due culmi di uguale diametro in appoggio sui correnti e affiancati ai lati dei montanti, è stato ricavato un differente valore di D_{min} rispetto al precedente:

- Diametro minimo per i traversi realizzati con due culmi:

$$D_{min} = \sqrt[3]{\frac{M_{max}}{n \cdot 0,058 \cdot f_{md}}} = \sqrt[3]{\frac{700000}{2 \cdot 0,058 \cdot 19,247}} = 67,9 \text{ mm} \rightarrow 70 \text{ mm}$$

Nella tabella successiva si riportano i parametri di partenza legati alla geometria della sezione trasversale adottati:

Tabella 31: Dimensioni minime dei traversi – Ponteggio 1

	Numero di culmi	Diametro minimo D_{min} [mm]	Spessore δ [mm]
Traversi	2	70	≈ 7

4.1.1.2 Montanti

I montanti sono costituiti da canne di bambù poste in verticale e svolgono la funzione di trasferire i carichi agenti sul ponteggio agli appoggi alla base che, a loro volta, distribuiscono l'azione sul suolo sottostante. Questi elementi sono principalmente soggetti a sforzo assiale in quanto il carico trasmesso dai traversi in prossimità degli appoggi si traduce nei montanti in uno sforzo di compressione parallelo rispetto alla direzione longitudinale delle fibre, introdotto mediante l'utilizzo di opportune connessioni dotate di una maggiore resistenza e rigidità.

Gli elementi sono stati predimensionati a partire dal massimo sforzo assiale registrato dall'analisi statica lineare eseguita sul software di calcolo *Straus7*, all'interno del quale sono state implementate tutte le combinazioni di carico allo stato limite ultimo verificabili. Tra le varie combinazioni, le più gravose sono risultate quelle con un carico verticale uniformemente distribuito maggiore, dato dal carico di lavoro q_1 per la condizione di servizio, oppure dal carico variabile da neve q_s come azione principale nella condizione di fuori servizio.

Nel dettaglio, l'azione massima è stata registrata per la combinazione **SLU4** che può verificarsi quando la struttura è in condizioni di fuori servizio e ha come azione principale l'accumulo della neve q_s sul piano di lavoro posto in sommità, più una sua quota parte $q_{s,30\%}$ sui restanti livelli. Inoltre, in questa combinazione si è tenuto conto anche di ulteriori carichi variabili secondari dovuti all'azione del vento sia in direzione parallela che perpendicolare rispetto alla facciata, o l'eventuale presenza di materiali e attrezzature depositate sulla superficie più sfavorevole.

Nell'immagine seguente vengono indicate le zone che risultano minormente e maggiormente sollecitate e viene indicata la porzione di montante soggetta allo sforzo massimo:

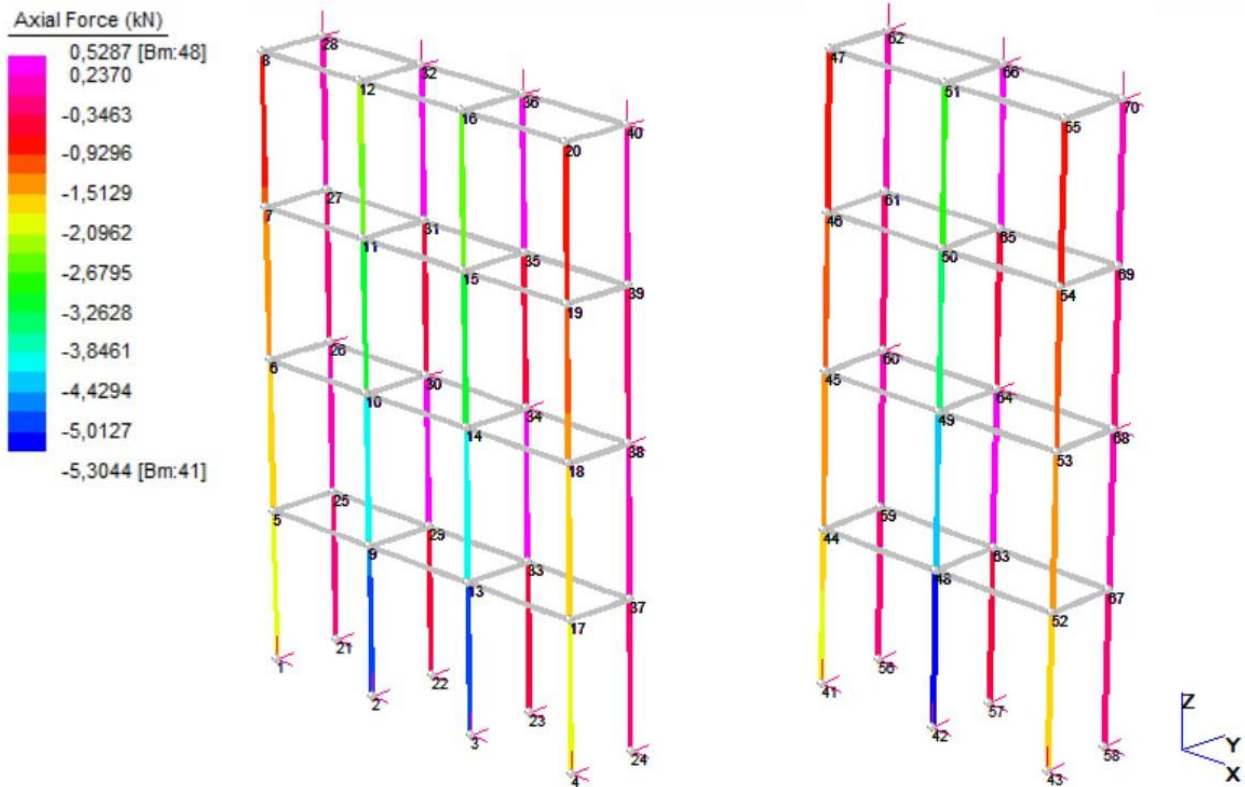


Figura 35: Sforzo assiale sui montanti in combinazione SLU4 – Ponteggio 1

Lo sforzo assiale di compressione massimo si verifica sul modello a due campate nella porzione di montante alla base compresa tra il nodo 42 e il nodo 48 ed è pari a:

$$N_{c,max} = 5,304 \text{ kN}$$

In generale, affinché il culmo possa resistere, lo sforzo di compressione in direzione assiale agente sull'elemento deve risultare inferiore o uguale alla capacità di compressione dell'elemento stesso:

$$N_{c,max} \leq N_{cr}$$

La resistenza a compressione di un singolo componente viene calcolata a partire dalla formula espressa nella normativa (ISO 22156:2021) che è funzione dei termini P_c e P_e di cui il primo tiene conto della resistenza legata a tutte le proprietà intrinseche del materiale, il secondo dei possibili fenomeni di instabilità causati dalla compressione dell'asta.

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}}$$

Dove:

- P_c è il carico critico legato alla resistenza ultima del materiale;

- P_e è il carico critico dovuto alla resistenza dell'elemento ai fenomeni di instabilità;
- $c = 0,80$ coefficiente dato in letteratura [26].

È inoltre fondamentale nelle verifiche di stabilità valutare, in base alla tipologia di vincolo, la lunghezza libera di inflessione dell'elemento. Quando gli elementi sono soggetti a un carico di compressione, secondo la normativa la lunghezza libera di inflessione di un culmo di bambù può essere determinata moltiplicando la lunghezza L per un coefficiente K definito "coefficiente di lunghezza efficace". Nella tabella seguente si riportano i valori di K :

Tabella 32: Coefficiente di lunghezza efficace³⁵

	Doppia Cerniera	Incastro - Cerniera	Doppio Incastro	Biella
Con restrizione laterale	1,10	0,80	0,65	1,00
Senza restrizione laterale	2,40	2,10	1,20	/

Il carico critico P_c si ottiene moltiplicando la resistenza a compressione di progetto per l'area della sezione trasversale del culmo:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A$$

Il valore dello sforzo assiale critico N_{cr} del singolo culmo si riduce tenendo anche in considerazione l'instabilità dovuta al carico di punta. La capacità in tali termini è stata calcolata a partire dall'espressione:

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

Dove:

- n è il numero di culmi che costituisce l'elemento;
- E_d è il modulo di elasticità a compressione di progetto;
- I_{min} è il momento di inerzia minimo del singolo culmo;
- C_{bow} è un coefficiente di riduzione che si basa sulle imperfezioni iniziali;
- KL è la lunghezza libera di inflessione.

Il coefficiente correttivo C_{bow} è di particolare importanza nel calcolo della resistenza in quanto tiene conto della non perfetta linearità dei culmi. Quest'ultima può incidere negativamente sui fenomeni legati all'instabilità in quanto una eventuale eccentricità del carico di punta rispetto all'asse

³⁵ Tabella estrapolata da ISO 22156:2021

dell'elemento può portare a una riduzione del valore del carico critico N_{cr} . La normativa ISO 22156:2021 suggerisce la seguente formula per il calcolo del coefficiente:

$$C_{bow} = 1 - \left(\frac{b_0}{0,02} \right)$$

b_0 è l'arco massimo a metà altezza del culmo e il suo valore non deve mai risultare superiore al rapporto $L/50$ con L lunghezza libera dell'elemento:

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} < 0,02$$

Avendo ipotizzato un valore limite di b_{max} pari a 20 mm per elementi di lunghezza libera pari a 2 m, è stato possibile calcolare il coefficiente C_{bow} come segue:

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} = \frac{20}{2000} = 0,01 < 0,02$$

$$C_{bow} = 1 - \left(\frac{b_0}{0,02} \right) = 1 - \left(\frac{0,01}{0,02} \right) = 0,5$$

Per quanto riguarda il coefficiente di lunghezza efficace K , bisogna tenere presente che per questa tipologia di struttura sia necessario garantire un sistema di vincoli laterali per evitare delle possibili traslazioni di piano o il ribaltamento dell'impalcatura stessa. Per tale ragione, considerando la presenza di opportuni ancoraggi che collegano il ponteggio alla facciata dell'edificio, il coefficiente di lunghezza efficace è stato posto pari a $K = 1,1$ (Tabella 32) in quanto alle estremità delle aste sono presenti delle cerniere vincolate lateralmente.

I parametri P_c e P_e dipendono entrambi dal diametro del culmo D e dal suo spessore $\delta = D/10$ in quanto il primo è funzione dell'area della sezione trasversale dell'elemento:

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - (D - 2\delta)^2)$$

il secondo dal momento di inerzia:

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - (D - 2\delta)^4)$$

Il diametro minimo D_{min} del culmo è stato quindi calcolato uguagliando lo sforzo assiale massimo agente allo sforzo assiale critico che è funzione delle caratteristiche geometriche dell'elemento.

$$N_{cr} = N_{c,max}$$

Pertanto, considerando i montanti composti da un unico culmo si ottiene:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}} = 5304 \text{ N}$$

Dove:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A = 14,54 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - (D - 2\delta)^2)$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 12597 \cdot \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - (D - 2\delta)^4) \cdot 0,5}{(1,1 \cdot 2000)^2}$$

Essendo l'espressione funzione del solo parametro D , il suo valore minimo è stato ottenuto iterativamente affinché fosse soddisfatta l'uguaglianza:

$$D_{min} = 62,9 \text{ mm} \rightarrow 70 \text{ mm}$$

Per ragioni legate ai possibili fenomeni di instabilità dovuti alla non perfetta linearità dei culmi o all'eccentricità dei carichi, è stato deciso di assumere un diametro minimo di partenza per i montanti pari a $D_{min} = 70 \text{ mm}$.

Tabella 33: Dimensioni minime dei montanti – Ponteggio 1

	Numero di culmi	Diametro minimo D_{min} [mm]	Spessore δ [mm]
Montanti	1	70	≈ 7

4.1.1.3 Correnti

In questa tipologia strutturale i correnti svolgono la funzione di collegare le varie stilate creando un sistema che, nella sua globalità, sia rigido e riesca a far collaborare i vari elementi che compongono la struttura. Irrigidendo i piani di lavoro con l'uso dei correnti si evita che ciascun montante abbia un comportamento indipendente limitando ulteriori problematiche sia in termini di deformazioni che di sollecitazioni. Inoltre, il corrente svolge anche il ruolo di appoggio ai traversi che devono trasferire i carichi distribuiti sul piano di lavoro ai montanti.

Sotto determinate azioni statiche equivalenti orizzontali che descrivono le azioni del vento o le operazioni di lavoro sulle superfici dell'impalcatura, i correnti sono soggetti a sforzi assiali che possono essere sia di compressione che di trazione. Nonostante i valori massimi ottenuti siano relativi a degli stati di trazione che si esercitano lungo la direzione delle fibre, il predimensionamento è stato eseguito a partire dallo sforzo di compressione massimo sia perché i valori di resistenza a compressione di progetto sono inferiori rispetto a quelli di trazione, sia perché la compressione può far insorgere delle problematiche legate all'instabilità del culmo.

La combinazione di calcolo in cui si ha uno sforzo di compressione maggiore sui correnti è la combinazione **SLU5** in cui è stata considerata l'azione del vento come carico variabile principale nella condizione di fuori servizio e diretto nella stessa direzione di orientamento degli elementi.

Nell'immagine seguente vengono indicate le zone che risultano minormente e maggiormente sollecitate e viene indicata la porzione di corrente soggetta allo sforzo massimo:

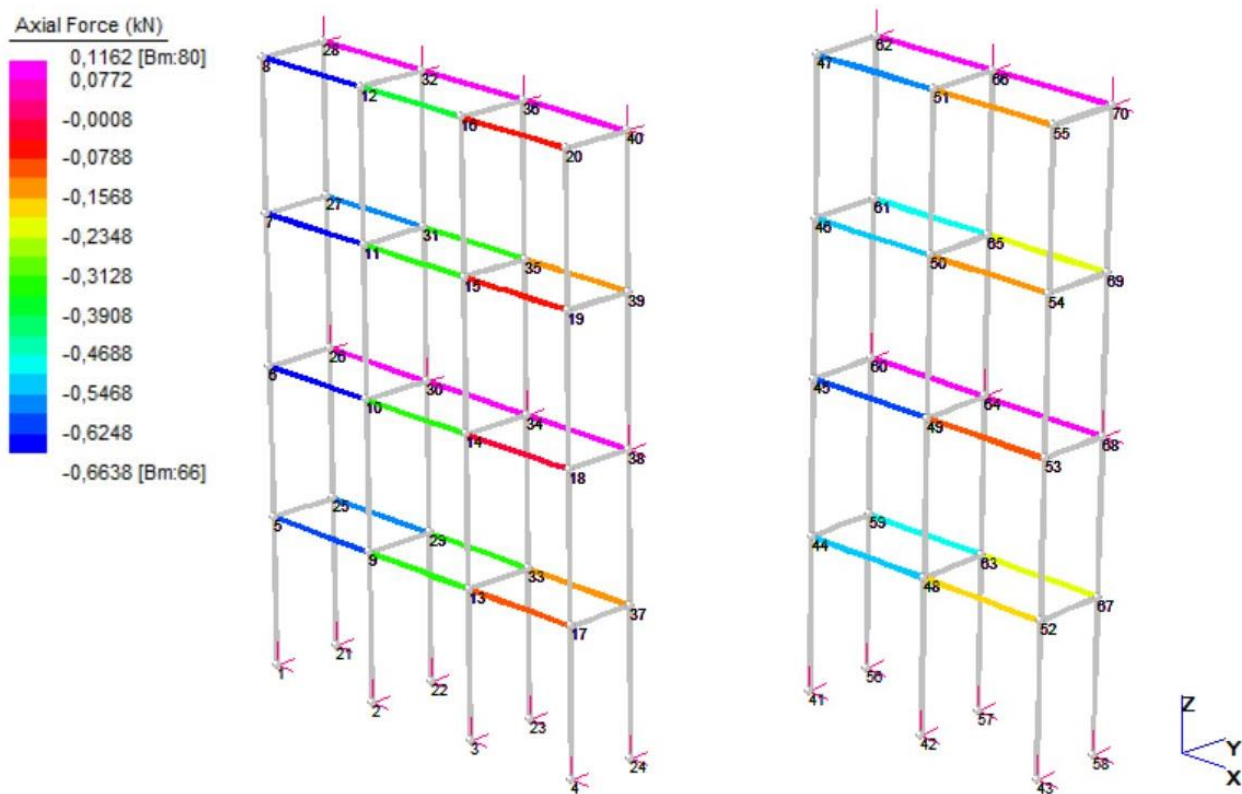


Figura 36: Sforzo assiale sui correnti in combinazione SLU5 – Ponteggio 1

Come si osserva dalla figura precedente, lo sforzo di compressione massimo si ha nella porzione di corrente dove impatta l'azione orizzontale del vento. In particolare, i valori più alti sono stati ottenuti per i correnti esterni appartenenti ai piani di lavoro vincolati alla facciata (valore massimo tra il nodo 6 e il nodo 10 posto sul secondo livello). Il fatto che esso sia soggetto a tale sollecitazione è sicuramente dovuto alla presenza degli ancoraggi che, vincolando l'elemento e di conseguenza la

struttura agli spostamenti di piano, inducono a un incremento dello stato tensionale. Lo sforzo di compressione massimo vale:

$$N_{c,max} = 0,664 \text{ kN}$$

Come visto per il caso dei montanti, affinché il culmo possa resistere, lo sforzo di compressione in direzione assiale agente sull'elemento deve risultare inferiore o uguale alla capacità di compressione dell'elemento stesso:

$$N_{c,max} \leq N_{cr}$$

Seguendo gli stessi passaggi descritti in §4.1.1.2, la resistenza a compressione di un singolo componente viene calcolata a partire dalla formula:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}}$$

Dove:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

All'interno delle due espressioni, ricordando che la durata minima del carico per la combinazione di riferimento è istantanea, sono stati inseriti i seguenti termini:

- $f_{c,0,d} = 19,01 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione parallela alle fibre di progetto per un'azione istantanea (Tabella 15);
- $n = 1$ è il numero di culmi per il singolo elemento;
- $E_{c,0,d} = 13260 \text{ MPa}$ è il modulo elastico a compressione parallela alle fibre di progetto per un'azione istantanea (Tabella 19);
- $C_{bow} = 0,45$ è il coefficiente correttivo legato alle imperfezioni dell'asse del culmo relativo al corrente per il quale è stato considerato un valore limite di b_{max} pari a 20 mm su una lunghezza libera dell'elemento di $1,8 \text{ m}$;
- $K = 1,1$ è il coefficiente di lunghezza efficace che tiene conto del fatto che le aste presentano delle restrizioni laterali sulle due cerniere alle estremità (Tabella 32);
- $L = 1800 \text{ mm}$ è la lunghezza libera di inflessione;

- $c = 0,8$ è un coefficiente noto.

Il diametro minimo D_{min} del culmo è stato quindi calcolato uguagliando lo sforzo assiale massimo agente allo sforzo assiale critico che è funzione delle caratteristiche geometriche dell'elemento.

$$N_{cr} = N_{c,max}$$

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}} = 664 \text{ N}$$

Dove:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A = 19,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - (D - 2\delta)^2)$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 13260 \cdot \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - (D - 2\delta)^4) \cdot 0,45}{(1,1 \cdot 1800)^2}$$

Essendo l'espressione funzione del solo parametro D , il suo valore minimo è stato ottenuto iterativamente affinché fosse soddisfatta l'uguaglianza:

$$D_{min} = 35,5 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm}$$

Siccome i correnti fungono anche da appoggio ai traversi e sono quindi soggetti a degli sforzi diretti perpendicolarmente rispetto alla fibratura, è stato considerato un diametro minimo di partenza pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$.

Tabella 34: Dimensioni minime dei correnti – Ponteggio 1

	Numero di culmi	Diametro minimo D_{min} [mm]	Spessore δ [mm]
Correnti	1	50	≈ 5

4.1.2 Verifiche SLU degli elementi portanti

Nel seguente paragrafo sono state trattate tutte le verifiche allo stato limite ultimo per ciascun elemento che costituisce la struttura predimensionata. Lì dove una specifica verifica non fosse risultata soddisfatta, si è optato per modificare le dimensioni minime della sezione trasversale del culmo e non di inserire ulteriori aste, in quanto l'obiettivo principale è quello di utilizzare un'unica canna di bambù per realizzare il singolo componente (ad eccezione dei traversi che sono composti da due culmi).

Inoltre, per le verifiche successive a quella per cui è stato necessario modificare le dimensioni del culmo è stata direttamente considerata la geometria della nuova sezione minima e non quella adottata in fase di predimensionamento. In questo modo, di seguito viene riportato tutto il procedimento iterativo che è stato seguito per definire le dimensioni finali degli elementi strutturali, mettendo in luce quali sono stati i punti di forza e di debolezza del bambù.

4.1.2.1 Traversi

- Verifica a flessione:

La verifica a flessione sui traversi è la stessa vista nel paragrafo §4.1.1.1 in quanto utilizzata per predimensionare gli elementi. Il momento massimo agente si verifica per la combinazione **SLU1** che si ha quando il carico variabile di servizio q_1 risulta attivo e, per tale ragione, la resistenza è stata calcolata per una durata di carico breve.

$$M_{max} = 0,7 \text{ kNm}$$

Il momento resistente è stato calcolato a partire da:

$$M_r = f_{m,d} \cdot \sum_i S_i$$

Dove:

- $f_{m,d} = 19,25 \text{ MPa}$ è la resistenza a flessione di progetto valutata per un'azione di breve durata (Tabella 15);
- $S_i = 19881,1 \text{ mm}^3$ è il momento statico della sezione trasversale del culmo i-esimo considerando il diametro minimo $D_{min} = 70 \text{ mm}$ e uno spessore pari a $\delta \cong 7 \text{ mm}$.

Sostituendo all'interno di M_r e ricordando che il traverso è composto da due culmi di uguale diametro e spessore, si ottiene:

$$M_r = f_{m,d} \cdot \sum_i S_i = 19,25 \cdot (2 \cdot 19881,1) = 0,765 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta poiché:

$$M_r \geq M_{max} \rightarrow 0,765 \text{ kNm} \geq 0,7 \text{ kNm} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a trazione parallela alle fibre:**

I traversi possono presentare degli sforzi di trazione quando la superficie di lavoro è soggetta ad azioni orizzontali come quelle causate dal vento o quelle dovute agli effetti dinamici delle operazioni di manutenzione. In particolare, le sollecitazioni in direzione assiale sui traversi risultano maggiori per tutti quelli che hanno i nodi vincolati alla facciata dell'edificio.

Nell'immagine seguente sono rappresentati i traversi, di entrambi i modelli, che risultano minormente e maggiormente sollecitati e da cui è stato estrapolato il valore di trazione massimo:

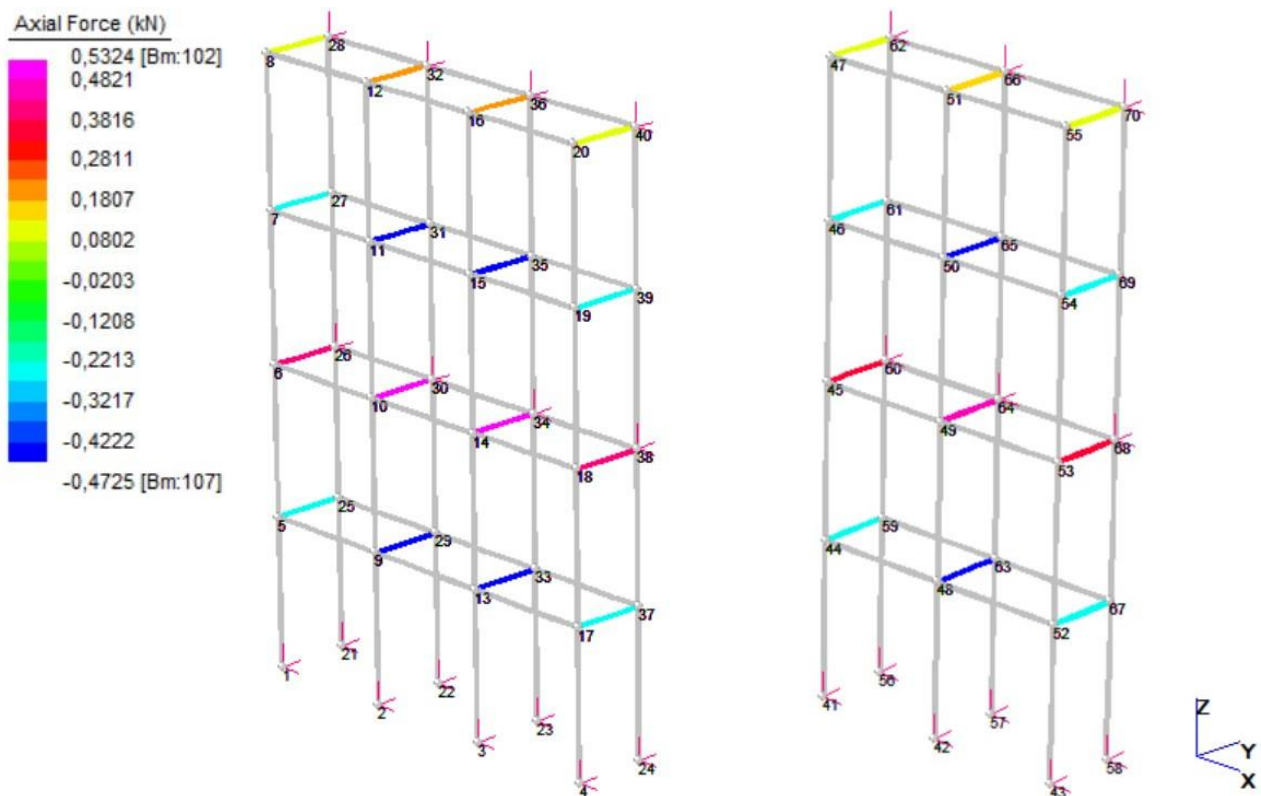


Figura 37: Sforzo assiale sui traversi in combinazione SLU3 – Ponteggio 1

La verifica a trazione pura sui traversi viene fatta per le condizioni di servizio in cui il piano di lavoro non risulta caricato e gli elementi non lavorano contemporaneamente a flessione. Lo sforzo massimo di trazione in direzione parallela alla fibratura si ha per la combinazione **SLU3** che rappresenta la condizione di fuori servizio con azione variabile del vento principale. Nel dettaglio, si verifica quando la forza risultante del vento è disposta in direzione perpendicolare e in uscita rispetto alla facciata dell'edificio. Per tale ragione, nei calcoli si è fatto riferimento a una durata di carico istantanea.

I traversi maggiormente sollecitati sono quelli disposti tra il nodo 10 e il nodo 30 e quelli tra il nodo 14 e il nodo 34 sul secondo livello di lavoro della struttura a tre campate e ancorato all'edificio. La trazione vale:

$$N_{t,max} = 0,532 \text{ kN}$$

A partire dalla capacità a trazione in direzione parallela alle fibre di progetto $f_{t,0,d}$ e l'area minima della sezione trasversale è possibile calcolare la resistenza a trazione dell'elemento:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min}$$

Dove:

- $n = 2$ è il numero di culmi utilizzato;
- $f_{t,0,d} = 37,64 \text{ MPa}$ è la resistenza a trazione parallela rispetto alla fibratura calcolata per una durata di carico istantanea (Tabella 15);
- $A_{min} = 1385,4 \text{ mm}^2$ è l'area minima del singolo culmo ottenuta considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 70 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$.

Sostituendo i valori dei parametri all'interno della formula si ottiene:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min} = 2 \cdot 37,64 \cdot 1385,4 = 104,29 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 104,29 \text{ kN} > 0,532 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a compressione parallela alle fibre:**

Analogamente a quanto visto per lo stato di trazione, alcuni traversi possono essere soggetti a uno sforzo assiale di compressione quando la struttura è sottoposta ad azioni orizzontali nella stessa direzione dell'asse degli elementi. La sollecitazione massima è stata registrata sempre per la combinazione **SLU3** che rappresenta la condizione di fuori servizio con azione variabile del vento principale, ma in questo caso l'azione del vento risulta perpendicolare alla facciata con verso entrante.

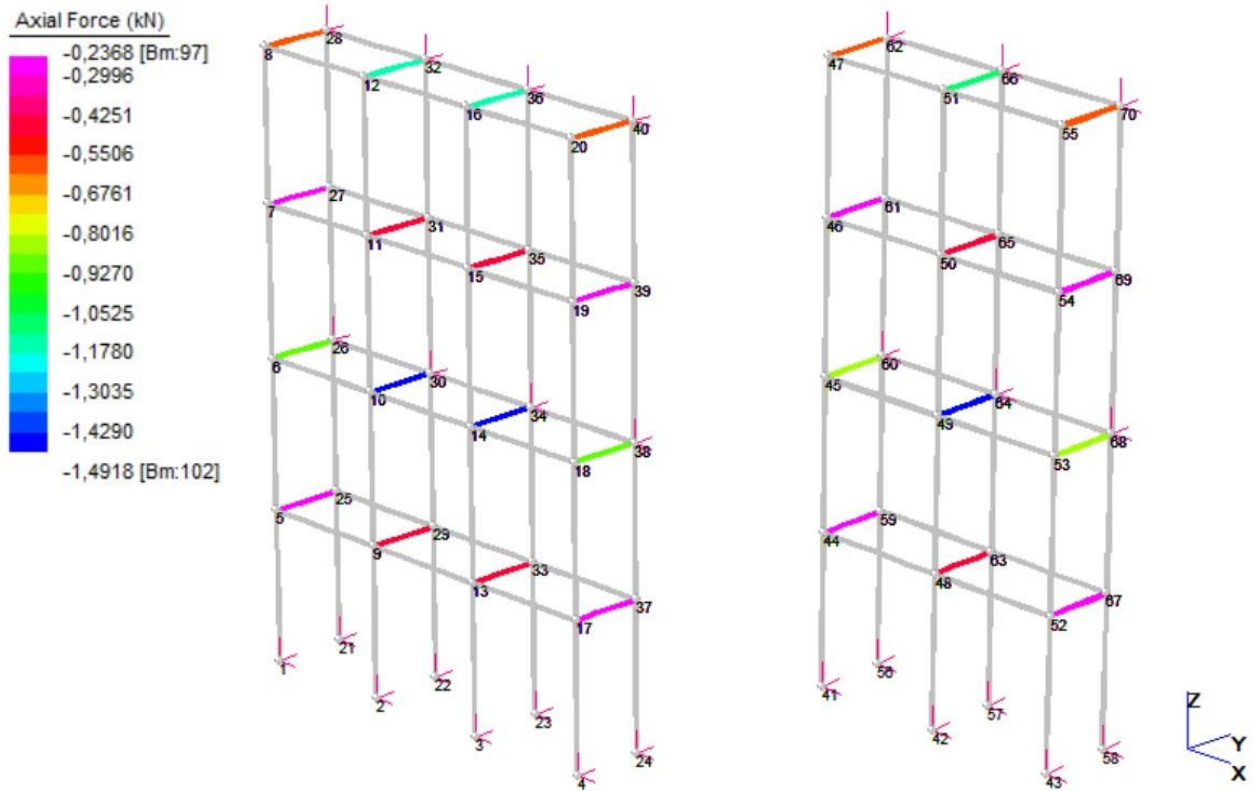


Figura 38: Sforzo assiale sui traversi in combinazione SLU3 – Ponteggio 1

I traversi maggiormente sollecitati sono quelli disposti tra il nodo 10 e il nodo 30 e quelli tra il nodo 14 e il nodo 34 sul secondo livello di lavoro della struttura a tre campate e ancorato all'edificio. La compressione massima vale:

$$N_{c,max} = 1,492 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale critico che tiene conto anche dei fenomeni di instabilità è stato ricavato da:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}}$$

Con:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot \sum_i A_i$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

- $f_{c,0,d} = 19,01 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione parallela rispetto alla fibratura calcolata per una durata di carico istantanea (Tabella 15);

- $A_i = 1385,4 \text{ mm}^2$ è l'area minima del singolo culmo ottenuta considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 70 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta = 7 \text{ mm}$;
- $n = 2$ è il numero di culmi utilizzato;
- $E_{c,0,d} = 13260 \text{ MPa}$ è il modulo elastico a compressione di progetto calcolato per una durata di carico istantanea (Tabella 19);
- $I_{min} = 695838,43 \text{ mm}^4$ è il momento di inerzia minimo di un culmo di diametro minimo pari a $D_{min} = 70 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$;
- $C_{bow} = 0,5$ è il coefficiente di correzione relativo a un elemento di lunghezza 1 m il cui arco massimo in mezzeria è stato posto pari a $b_{max} = 10 \text{ mm}$;
- $K = 1,1$ è il coefficiente di lunghezza efficace che tiene conto del fatto che l'asta presenti delle restrizioni laterali sulle cerniere alle estremità (Tabella 32);
- $L = 1000 \text{ mm}$ è la lunghezza del traverso;
- $c = 0,8$ è un coefficiente noto.

Sostituendo i termini all'interno delle due espressioni precedenti si ottiene:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot (2 \cdot A_i) = 19,01 \cdot (2 \cdot 1385,4) = 52,67 \text{ kN}$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = \frac{2\pi^2 \cdot 13260 \cdot 695838,43 \cdot 0,5}{(1,1 \cdot 1000)^2} = 75,26 \text{ kN}$$

Inserendo entrambi i termini all'interno dell'espressione di N_{cr} si ottiene:

$$N_{cr} = 42,03 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 42,03 \text{ kN} > 1,49 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a pressoflessione:**

In alcune combinazioni di carico si è tenuto conto della possibilità che la struttura possa essere soggetta non solo a delle azioni verticali, ma anche a delle componenti orizzontali che possano indurre a degli stati di sollecitazione sfavorevoli, soprattutto quando viene utilizzato un materiale come il bambù.

I traversi svolgono la funzione principale di sostegno del piano di lavoro e per tale ragione sono in primo luogo soggetti a flessione e a taglio quando la superficie risulta caricata. Tuttavia, sugli elementi possono anche essere introdotti degli sforzi assiali quando i singoli componenti risultano

sottoposti ad azioni orizzontali quali, ad esempio, l'azione variabile del carico di lavoro $q_{1,H}$ o l'azione del vento q_v .

È stato quindi necessario eseguire una verifica a pressoflessione dei traversi in quanto l'azione combinata della compressione e della flessione può risultare problematica in termini di resistenza e stabilità. Secondo la normativa ISO 22156:2021 la verifica risulta soddisfatta quando:

$$\frac{N_{c,max}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_{max}}{M_r} \leq 1$$

In cui B è un coefficiente di amplificazione del momento che viene calcolato a partire dall'espressione:

$$B = \left[1 - \frac{N_{c,max}}{P_e} \right]^{-1}$$

Lo stato di pressoflessione più critico si ha per la combinazione **SLU1** quando il piano di lavoro risulta attivo ed è contemporaneamente soggetto alle azioni orizzontali indicative degli effetti dinamici che possono presentarsi sull'impalcato.

Considerando l'azione $q_{1,H}$ posta in direzione perpendicolare alla facciata e con verso entrante rispetto all'edificio, è stato registrato uno sforzo di compressione massimo per i traversi interni con l'estremità vincolata pari a:

$$N_{c,max} = 246 \text{ N}$$

Come visto per la verifica a compressione, lo sforzo assiale critico risulta:

$$P_c = 52,67 \text{ kN}$$

$$P_e = 75,26 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = 42,03 \text{ kN}$$

Il coefficiente B di amplificazione del momento vale quindi:

$$B = \left[1 - \frac{N_{c,max}}{P_e} \right]^{-1} = \left[1 - \frac{246}{75260} \right]^{-1} \cong 1,0$$

Per quanto riguarda il momento sollecitante massimo e il momento resistente si ha:

$$M_{max} = 0,7 \text{ kNm}$$

$$M_r = 0,765 \text{ kNm}$$

Sostituendo i termini all'interno della formula per la verifica si ottiene:

$$\frac{0,246}{42,03} + 1,0 \cdot \frac{0,7}{0,765} = 0,92 \leq 1 \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a taglio in prossimità del nodo:**

Per i traversi che lavorano principalmente a flessione è importante eseguire anche una verifica a taglio in quanto gli elementi in bambù presentano una scarsa capacità di resistere a questo tipo di sollecitazione. La verifica è stata condotta per il valore di taglio massimo che si ha nella sezione del traverso in prossimità dell'appoggio ed è stato valutato in base alla combinazione di carico più gravosa.

Come visto in §4.1.1.1 durante la fase di predimensionamento, la combinazione allo stato limite ultimo che porta ad avere un maggiore carico uniformemente distribuito sull'elemento è la combinazione **SLU1** che si ha quando il piano di lavoro risulta attivo nella condizione di servizio. Considerando che i traversi appoggiano sui correnti, per la verifica a taglio è stato utilizzato un valore di sforzo leggermente inferiore rispetto al massimo ottenuto in quanto si considera che una porzione di carico, per un tratto del culmo pari a circa il diametro D , venga scaricata direttamente all'appoggio attraverso la connessione.

Lo sforzo di taglio nella sezione in prossimità dell'appoggio vale:

$$V = 2,3 \text{ kN}$$

Il taglio resistente V_r corrisponde al prodotto tra la resistenza a taglio parallela alle fibre di progetto $f_{v,d}$ e la somma delle proprietà geometriche del singolo culmo nel caso in cui l'elemento fosse composto da più canne di bambù (ISO 22156:2021).

$$V_r = f_{v,d} \cdot \sum_i \frac{3\pi\delta_i D_i^4 - (D_i - 2\delta_i)^4}{8 D_i^3 - (D_i - 2\delta_i)^3}$$

Sostituendo all'interno della formula si ottiene una resistenza pari a:

$$V_r = 1,155 \cdot \left(2 \cdot \frac{3\pi \cdot 7}{8} \cdot \frac{70^4 - (70 - 2 \cdot 7)^4}{70^3 - (70 - 2 \cdot 7)^3} \right) = 1613,82 \text{ N}$$

La verifica non risulta soddisfatta in quanto:

$$V_r \geq V \rightarrow 1,61 \text{ kN} > 2,3 \text{ kN} \rightarrow \textit{non verificato}$$

Per far sì che la resistenza a taglio risulti maggiore dell'azione sollecitante, è possibile prendere in considerazione due possibili alternative: una prima opzione è quella di aumentare il diametro minimo del culmo conservando il numero di traversi adottato, la seconda è invece quella di modificare il numero di culmi necessario affinché la verifica risulti soddisfatta. Tuttavia, nel caso in esame aggiungere ulteriori culmi ai traversi porterebbe ad aumentare l'eccentricità del carico che viene trasmesso dal traverso stesso ai montanti. Per evitare l'insorgere di problematiche relative ai fenomeni di instabilità sugli elementi verticali, è stato deciso di modificare il diametro minimo e/o lo spessore del culmo fino al soddisfacimento della verifica.

A questo punto, per far sì che la sezione risultasse verificata a taglio è stato possibile seguire due alternative:

- 1) Conservando lo spessore del culmo $\delta = D/10$, per ottenere il diametro minimo sono stati posti in uguaglianza il taglio resistente e il taglio sollecitante:

$$V_r = V$$

Invertendo la formula di V_r , è stata ottenuta un'espressione per calcolare il diametro minimo da assumere per elementi composti da due culmi di uguale dimensione:

$$D_{min} = \sqrt{\frac{V}{0,2851 \cdot f_{v,d}}}$$

Sostituendo i termini all'interno dell'equazione si ottiene:

$$D_{min} = \sqrt{\frac{2300}{0,2851 \cdot 1,155}} = 83,6 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D_{min} = 83,6 \text{ mm} \rightarrow 85 \text{ mm}}$$

- 2) In alternativa, è possibile selezionare dei culmi impostando anche un valore minimo ammissibile sullo spessore δ . Considerando per omogeneità un diametro minimo pari a quello dei montanti $D_{min} = 75 \text{ mm}$, affinché la verifica sia soddisfatta ($V_r = 1,15 \text{ kN}$ per culmo) il culmo deve avere uno spessore minimo pari a:

$$\mathbf{\delta_{min} = 9,6 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ mm}}$$

- **Verifica della capacità portante circonferenziale del culmo:**

Quando vengono utilizzate alcune tipologie di connessioni come quelle metalliche ipotizzate per l'impalcatura, è necessario eseguire ulteriori verifiche su alcune sezioni critiche del culmo appartenenti al nodo. Utilizzando delle fascette per unire le varie aste ai connettori, si verificano degli stati tensionali locali diretti perpendicolarmente rispetto alla fibratura e per tale ragione è stata eseguita una verifica della capacità portante circonferenziale del culmo. Secondo la normativa ISO 22156:2021, tale capacità è calcolabile a partire dalla formula:

$$P_{cir} = p_{cir} \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot D \cdot L_{cir} \leq \frac{2 \cdot f_{m,90,d} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3 \cdot D \cdot K_m}$$

Dove:

- P_{cir} è la forza circonferenziale risultante;
- p_{cir} è la pressione distribuita su una porzione di circonferenza del culmo;
- $f_{m,90,d}$ è la resistenza di progetto a flessione perpendicolare;
- β è l'angolo valutato dal centro del culmo che considera l'arco di circonferenza coinvolto dalla pressione;
- L_{cir} è la porzione di culmo su cui è applicata la pressione;
- D è il diametro del culmo;
- δ è lo spessore del culmo;
- K_m è un coefficiente di amplificazione della pressione che dipende dall'angolo β .

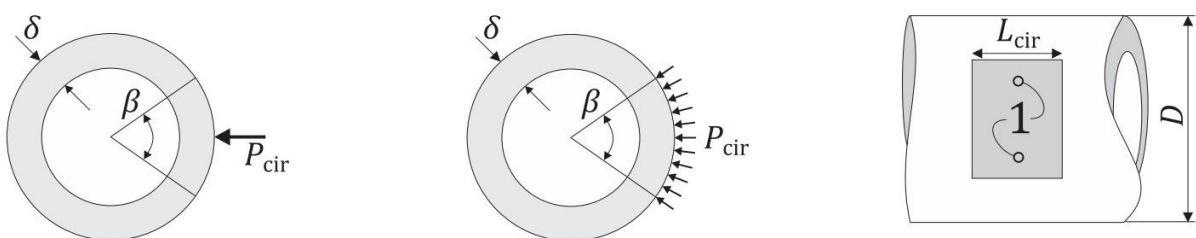


Figura 39: Illustrazione dei parametri geometrici³⁶

Per quanto riguarda l'angolo β , si presuppone che la fascetta metallica distribuisca la pressione su tutta la circonferenza del culmo. Per come è impostata la formula di P_{cir} , si considera solo metà

³⁶ Immagine tratta da ISO 22156:2021

circonferenza e β può essere assunto in valore compreso tra 0° e 180° . Pertanto, è stato posto $\beta = 180^\circ$ e di conseguenza il coefficiente $K_m = 0,5$ che è stato estrapolato dalla tabella seguente:

Tabella 35: Valori del coefficiente di amplificazione K_m ³⁷

β	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
K_m	0,067	0,112	0,164	0,220	0,277	0,333	0,386	0,432	0,471	0,500

Parallelamente, deve anche essere soddisfatta la relazione:

$$P_{cir} \leq 0,5 \cdot L_{cir} \cdot \delta \cdot f_{c,0,d}$$

Dove:

- $f_{c,0,d}$ è la resistenza a compressione parallela alle fibre di progetto;
- δ è lo spessore del culmo;
- L_{cir} è la porzione di culmo su cui è applicata la pressione.

A seconda della scelta dei culmi che viene fatta, possono essere seguiti due percorsi differenti. In primo luogo, viene specificata la forza circonferenziale risultante P_{cir} che equivale al massimo sforzo di taglio che si ha sui traversi in combinazione **SLU1** e divisa per il numero di culmi utilizzato:

$$P_{cir} = \frac{V_{max}}{2} = \frac{2,8}{2} = 1,4 \text{ kN}$$

- 1) Utilizzando un culmo di diametro 85 mm e spessore $\delta \cong 9 \text{ mm}$ (dimensione minima ricavata dalla verifica a taglio precedente) e ipotizzando di utilizzare una fascetta metallica larga $L_{cir} = 10 \text{ mm}$, si osserva che questa non risulta sufficiente a distribuire la forza concentrata P_{cir} sul culmo. Con la resistenza $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$ relativa alla durata di carico breve:

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 9 \cdot 14,54 = 0,65 \text{ kN} \rightarrow \text{non verificato}$$

Per tale ragione, viene calcolata la larghezza minima della fascetta utilizzabile per la connessione invertendo la formula precedente:

$$L_{cir,min} = \frac{P_{cir}}{0,5 \cdot \delta \cdot f_{c,0,d}} = \frac{1400}{0,5 \cdot 9 \cdot 14,54} = 21,4 \text{ mm} \rightarrow 22 \text{ mm}$$

³⁷ Tabella estrapolata da ISO 22156:2021

A questo punto è possibile procedere con la verifica della capacità portante circonferenziale del culmo nella quale viene considerato il termine $f_{m,90,d} = 5,03 \text{ MPa}$ relativo a una durata di carico breve:

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 22 \cdot 9 \cdot 14,54 = 1,44 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq \frac{2 \cdot 5,03 \cdot 22^2 \cdot 9^2 \cdot \sin\left(\frac{180}{2}\right)}{3 \cdot 85 \cdot 0,5} = 3,09 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

2) Si eseguono gli stessi calcoli ipotizzando di utilizzare in alternativa dei culmi di diametro 75 mm e spessore $\delta \approx 10 \text{ mm}$. Con delle fascette di larghezza $L_{cir} = 10 \text{ mm}$:

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 14,54 = 0,73 \text{ kN} \rightarrow \textit{non verificato}$$

La larghezza minima della fascetta vale quindi:

$$L_{cir,min} = \frac{P_{cir}}{0,5 \cdot \delta \cdot f_c} = \frac{1400}{0,5 \cdot 10 \cdot 14,54} = 19,26 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ mm}$$

Eseguendo la verifica:

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 14,54 = 1,45 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq \frac{2 \cdot 5,03 \cdot 20^2 \cdot 10^2 \cdot \sin\left(\frac{180}{2}\right)}{3 \cdot 75 \cdot 0,5} = 3,58 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

4.1.2.2 Montanti

- **Verifica a compressione parallela alle fibre:**

La verifica a compressione parallela alla fibratura è la stessa vista nel paragrafo §4.1.1.2 in quanto utilizzata per il predimensionamento dei montanti. Lo sforzo di compressione massimo si verifica per la combinazione **SLU4**:

$$N_{c,max} = 5,304 \text{ kN}$$

Mentre lo sforzo assiale di compressione critico per un culmo avente $D = 70 \text{ mm}$ e $\delta \cong 7 \text{ mm}$ vale:

$$P_c = 20,14 \text{ kN}$$

$$P_e = 8,94 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = 7,91 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 7,91 \text{ kN} > 5,3 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

- **Verifica a trazione parallela alle fibre:**

Sotto determinate combinazioni di carico, alcune porzioni dei montanti possono essere soggette a stati di trazione quando alcuni punti degli elementi risultano vincolati alla facciata mediante gli ancoraggi e sulle superfici sottostanti è presente un carico verticale distribuito attivo. Come si osserva nell'immagine seguente:

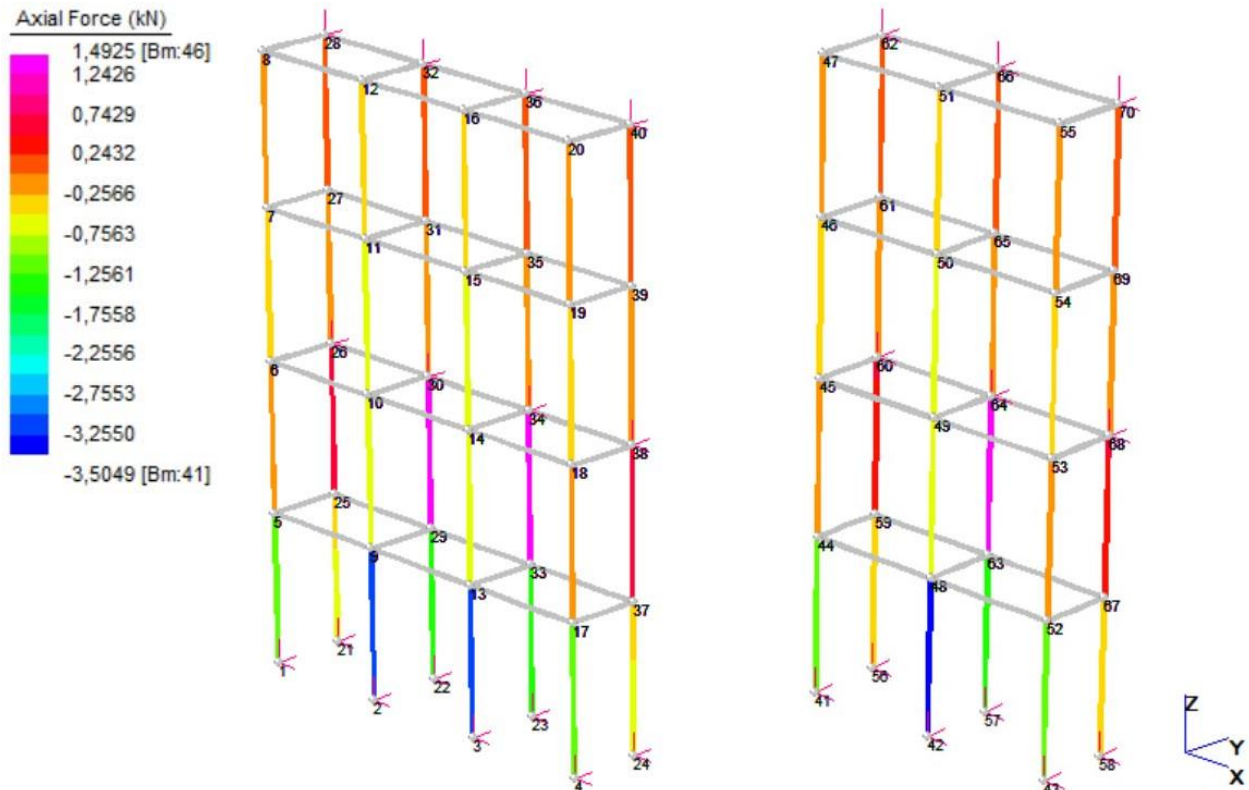


Figura 40: Sforzo assiale sui montanti in combinazione SLU2 – Ponteggio 1

Nei tratti di montanti compresi tra il nodo 29 e 30 e tra il nodo 33 e 34 per la combinazione **SLU1** in cui risulta attivo il primo piano di lavoro e si considera l'azione statica equivalente degli effetti dinamici dei lavori in direzione perpendicolare alla facciata, si ha una trazione pari a:

$$N_{t,max} = 1,49 \text{ kN}$$

La capacità a trazione di un singolo culmo, considerando la durata del carico breve e un culmo di diametro $D = 70 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$, vale:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min} = 1 \cdot 28,78 \cdot 1385,4 = 39,87 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 39,87 \text{ kN} > 1,49 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

- **Verifica a taglio in prossimità del nodo:**

Quando l'impalcatura è soggetta a delle azioni orizzontali aumenta di conseguenza la sollecitazione a taglio sugli elementi verticali. In particolare, si è osservato che il taglio sui montanti è di un ordine di grandezza superiore in tutte le combinazioni di carico in cui risulta attivo il carico $q_{1,H}$ nella condizione di servizio oppure dove è presente l'azione del vento q_v nella condizione di fuori servizio.

Anche per i montanti lo sforzo di taglio può recare problemi in prossimità delle connessioni degli elementi in bambù, soprattutto nei punti in cui nodi risultano ancorati alla facciata. Il taglio massimo è stato registrato per le combinazioni di carico in cui viene considerata l'azione del vento principale e diretta verso la facciata dell'edificio (**SLU3; SLU5**):

$$V = 0,305 \text{ kN}$$

In questo caso la verifica è stata condotta considerando la durata del carico istantanea e un culmo di diametro $D = 70 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$, per cui, a partire dalla formula:

$$V_r = f_{v,d} \cdot \sum_i \frac{3\pi\delta_i D_i^4 - (D_i - 2\delta_i)^4}{8 D_i^3 - (D_i - 2\delta_i)^3}$$

Si ottiene una resistenza pari a:

$$V_r = 1,511 \cdot \left(\frac{3\pi \cdot 7}{8} \cdot \frac{70^4 - (70 - 2 \cdot 7)^4}{70^3 - (70 - 2 \cdot 7)^3} \right) = 1,06 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$V_r \geq V \rightarrow 1,06 \text{ kN} > 0,305 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a pressoflessione:**

Le azioni verticali che vengono trasmesse ai montanti non sono centrate sui loro assi in quanto il corrente che viene collegato ad esso attraverso il connettore in acciaio è posto lateralmente. Per tale ragione, è necessario condurre una verifica a pressoflessione in quanto l'asta è soggetta anche a flessione causata dall'eccentricità della forza verticale risultante.

La verifica è stata condotta per la combinazione di carico **SLU1** per la quale si ha un valore alto sia dello sforzo di compressione agente sull'asta che del momento causato dall'eccentricità tra la forza verticale risultante e l'asse del culmo.

Lo sforzo di compressione massimo per la combinazione SLU1 vale:

$$N_{c,max} = 4,909 \text{ kN}$$

Mentre il momento flettente è stato calcolato moltiplicando la forza verticale risultante trasmessa dalla connessione ($N = 2,8 \text{ kN}$) per l'eccentricità che è pari alla metà del diametro considerato ($e = D/2 = 35 \text{ mm}$):

$$M_{max} = N \cdot e = 2,8 \cdot 35 = 98 \text{ kNmm}$$

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{N_{c,max}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_{max}}{M_r} \leq 1$$

Dove il coefficiente B di amplificazione del momento vale:

$$B = \left[1 - \frac{N_{c,max}}{P_e} \right]^{-1} = \left[1 - \frac{4909}{8937} \right]^{-1} = 2,22$$

Sapendo che per un culmo di diametro $D = 70 \text{ mm}$ e $\delta \cong 7 \text{ mm}$ lo sforzo assiale critico e il momento resistente per la durata di carico breve valgono:

$$N_{cr} = 7,91 \text{ kN}$$

$$M_r = 382,64 \text{ kNmm}$$

Si ottiene:

$$\frac{N_{c,max}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_{max}}{M_r} = \frac{4,91}{7,91} + 2,22 \cdot \frac{98}{382,64} = 1,28 \leq 1 \rightarrow \text{non verificato}$$

Aumentando le dimensioni minime del culmo e impostando un diametro $D = 75 \text{ mm}$ e uno spessore $\delta \cong 8 \text{ mm}$, viene eseguita nuovamente la verifica:

$$B = \left[1 - \frac{N_{c,max}}{P_e} \right]^{-1} = \left[1 - \frac{4909}{11777} \right]^{-1} = 1,71$$

$$N_{cr} = 10,18 \text{ kN}$$

Ricalcolando anche il M_{max} data la nuova eccentricità ($e = D/2 = 37,5 \text{ mm}$):

$$M_{max} = N \cdot e = 2,8 \cdot 37,5 = 105 \text{ kNmm}$$

$$M_r = 470,63 \text{ kNmm}$$

$$\frac{N_{c,max}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_{max}}{M_r} = \frac{4,91}{10,18} + 1,71 \cdot \frac{105}{470,63} = 0,86 \leq 1 \rightarrow \text{verificato}$$

Pertanto, il diametro minimo adottato per i montanti è stato modificato rispetto alla fase di predimensionamento:

$$D_{min} = 70 \text{ mm} \rightarrow 75 \text{ mm}$$

- **Verifica della capacità portante circonferenziale del culmo:**

Analogamente a quanto visto precedentemente per i traversi, viene eseguita una verifica locale sul culmo in prossimità delle fascette della connessione per la quale devono essere soddisfatte entrambe le relazioni:

$$P_{cir} = p_{cir} \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot D \cdot L_{cir} \leq \frac{2 \cdot f_{m,90,d} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3 \cdot D \cdot K_m}$$

$$P_{cir} \leq 0,5 \cdot L_{cir} \cdot \delta \cdot f_{c,0,d}$$

Dove si considera:

- P_{cir} è la forza circonferenziale risultante;
- $f_{m,90,d}$ è la resistenza di progetto a flessione perpendicolare;
- $f_{c,0,d}$ è la resistenza a compressione parallela alle fibre di progetto;
- $\beta = 180^\circ$ è l'angolo valutato dal centro del culmo che considera l'arco di circonferenza coinvolto dalla pressione (relativo all'utilizzo delle fascette);
- L_{cir} è la porzione di culmo su cui è applicata la pressione;
- $D = 75 \text{ mm}$ è il diametro del culmo;
- $\delta \cong 8 \text{ mm}$ è lo spessore del culmo;
- $K_m = 0,5$ è il coefficiente di amplificazione della pressione che dipende dall'angolo β .

La forza circonferenziale risultante P_{cir} equivale allo sforzo di taglio massimo agente sul montante. Quest'ultimo è dato dalla somma di due contributi: il primo derivante dalle azioni orizzontali agenti sulla struttura, il secondo dall'eccentricità dello sforzo assiale che viene introdotto sul montante attraverso il connettore.

Lo sforzo di taglio massimo dovuto a delle azioni istantanee si ha per la combinazione **SLU5** e vale:

$$V = 0,305 \text{ kN}$$

$$M_{max} = N \cdot e = 1,72 \cdot 35 = 0,06 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = V + \frac{M_{max}}{L} = 0,305 + \frac{0,06}{2} = 0,335 \text{ kN} = P_{cir}$$

Viene quindi eseguita la verifica considerando:

- I valori di resistenza $f_{c,0,d} = 19,01 \text{ MPa}$, $f_{m,90,d} = 6,58 \text{ MPa}$ per la durata di carico istantanea (Tabella 15);
- Un culmo di diametro $D = 75 \text{ mm}$, spessore $\delta \cong 8 \text{ mm}$;
- La larghezza della fascetta minima $L_{cir} = 10 \text{ mm}$.

$$P_{cir} = 0,34 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 8 \cdot 19,01 = 0,76 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

$$P_{cir} = 0,34 \text{ kN} \leq \frac{2 \cdot 6,58 \cdot 10^2 \cdot 8^2 \cdot \sin\left(\frac{180}{2}\right)}{3 \cdot 75 \cdot 0,5} = 0,75 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

- **Verifica della capacità portante dell'estremità del culmo:**

Questa ulteriore verifica viene eseguita esclusivamente per i montanti essendo gli unici elementi la cui sezione trasversale è direttamente appoggiata alla base della struttura o tramite una connessione montante-montante. Nello specifico, si verifica che l'estremità del culmo sia in grado di resistere a un carico di punta uniformemente distribuito sulla sua sezione attraverso la relazione:

$$P_b = C_{EB} \cdot f_{c,0,d} \cdot A$$

Dove:

- $f_{c,0,d}$ è la resistenza a compressione parallela alle fibre di progetto;
- A è l'area della sezione trasversale del culmo;
- C_{EB} è un coefficiente riduttivo che tiene conto della forma della sezione trasversale del culmo all'appoggio. Se la sezione è piana allora può essere assunto pari a 0,8, se invece la sezione è intagliata come per le connessioni a "bocca di pesce" allora deve essere posto pari a 0,4.

Inoltre, va specificato che questa relazione è valida solo per culmi non riempiti da altri materiali.

La verifica viene eseguita per la combinazione **SLU4** in prossimità dell'appoggio alla base in quanto l'estremità del culmo è soggetta a delle reazioni vincolari maggiori. La resistenza P_b , considerando la durata del carico breve ($f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$) e un culmo di diametro $D = 75 \text{ mm}$, spessore $\delta \cong 8 \text{ mm}$ con sezione trasversale piana, vale:

$$P_b = C_{EB} \cdot f_{c,0,d} \cdot A = 0,8 \cdot 14,54 \cdot 1590,43 = 18,5 \text{ kN}$$

La reazione vincolare massima all'appoggio vale:

$$F_z = 5,31 \text{ kN}$$

Pertanto, la verifica risulta soddisfatta:

$$F_z \leq P_b \rightarrow 5,31 \text{ kN} \leq 18,5 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

4.1.2.3 Correnti

- **Verifica a compressione parallela alle fibre:**

La verifica a compressione parallela alla fibratura è la stessa vista nel paragrafo §4.1.1.3 in quanto utilizzata per il predimensionamento dei correnti. Lo sforzo di compressione massimo si verifica per la combinazione **SLU5**:

$$N_{c,max} = 0,664 \text{ kN}$$

Mentre lo sforzo assiale di compressione critico per un culmo avente $D = 50 \text{ mm}$ e $\delta = 5 \text{ mm}$ vale:

$$P_c = 13,44 \text{ kN}$$

$$P_e = 2,69 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = 2,57 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 2,57 \text{ kN} > 0,66 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a trazione parallela alle fibre:**

Anche i correnti in base all'orientamento delle azioni orizzontali di alcune combinazioni di carico possono essere soggetti a degli sforzi assiali di trazione diretti parallelamente rispetto alle fibre. Valori più alti di trazione si hanno quando il vento agisce in direzione perpendicolare rispetto alla facciata, sebbene si parli comunque di valori relativamente bassi considerando che i culmi hanno una buona capacità di resistenza a trazione parallela alle fibre.

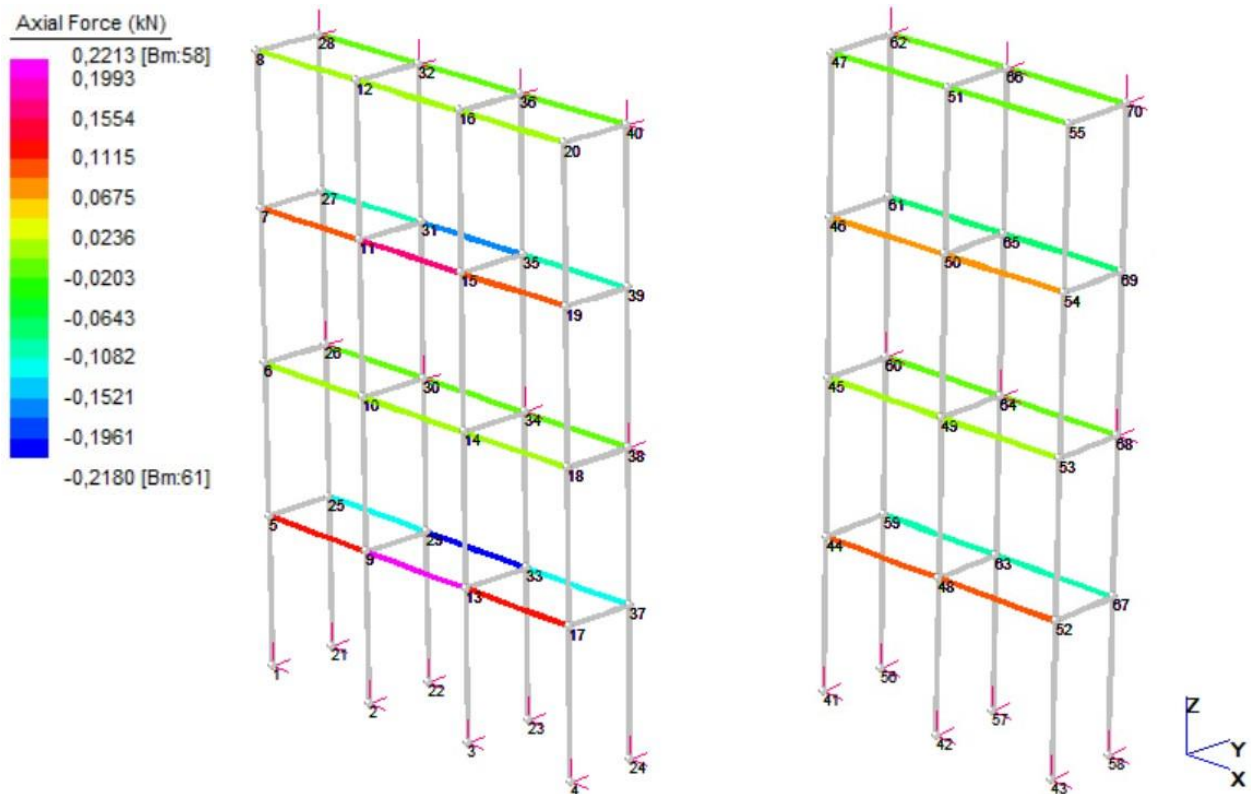


Figura 41: Sforzo assiale sui correnti in combinazione SLU3 – Ponteggio 1

Per la combinazione **SLU3** che ha come unica azione variabile quella del vento, si registra uno sforzo assiale di trazione massimo sul tratto di corrente compreso tra il nodo 9 e il nodo 13 che vale:

$$N_{t,max} = 0,22 \text{ kN}$$

La capacità a trazione di un singolo culmo, considerando la durata del carico istantanea e un culmo di diametro $D = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta = 5 \text{ mm}$, vale:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min} = 1 \cdot 37,64 \cdot 706,86 = 26,61 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 26,61 \text{ kN} > 0,22 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

- **Verifica della capacità portante circonferenziale del culmo:**

Nonostante possa risultare sufficiente adottare dei culmi di modeste dimensioni per i correnti, è necessario tenere in considerazione ulteriori stati tensionali che possono verificarsi nelle sezioni in prossimità delle connessioni. Il corrente, come accennato in fase di predimensionamento, funge anche da appoggio per i traversi ed è grazie al sistema di connessioni metalliche tra i vari elementi che si riesce ad introdurre lo sforzo assiale sui culmi verticali. Teoricamente, basterebbe utilizzare una connessione ideale sufficientemente resistente e rigida in grado di assorbire la forza risultante dei

carichi distribuiti sulla superficie di lavoro, ma nella pratica non è da escludere che la sezione del culmo possa essere soggetta a stati tensionali orientati nella direzione più sfavorevole della sezione.

Per la tipologia di connessione considerata, sarebbe opportuno eseguire delle ulteriori indagini sul comportamento del bambù in prossimità del nodo poiché il culmo subisce degli schiacciamenti localizzati causati dalle fascette metalliche che lo avvolgono. Per questo, viene eseguita una verifica della capacità portante circonferenziale del culmo anche sui trasversi:

$$P_{cir} = p_{cir} \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot D \cdot L_{cir} \leq \frac{2 \cdot f_{m,90,d} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3 \cdot D \cdot K_m}$$

$$P_{cir} \leq 0,5 \cdot L_{cir} \cdot \delta \cdot f_{c,0,d}$$

La forza circonferenziale risultante è stata considerata per lo sforzo di taglio massimo che si ha in prossimità dell'appoggio trasverso-corrente e si verifica per la combinazione di carico **SLU1**:

$$V_{max} = 1,4 \text{ kN} = P_{cir}$$

Viene quindi eseguita la verifica considerando:

- I valori di resistenza $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$, $f_{m,90,d} = 5,03 \text{ MPa}$ per la durata di carico breve (Tabella 15);
- Un culmo di diametro $D = 50 \text{ mm}$, spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$;
- La larghezza della fascetta minima $L_{cir} = 10 \text{ mm}$.

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 5 \cdot 14,54 = 0,36 \text{ kN} \rightarrow \text{non verificato}$$

Per il soddisfacimento della verifica, in primo luogo è stato deciso di aumentare le dimensioni del culmo adottando un diametro $D = 75 \text{ mm}$ e uno spessore $\delta \cong 8 \text{ mm}$ in modo da omogeneizzare tutti gli elementi che compongono l'impalcatura. Eseguendo nuovamente la verifica:

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 8 \cdot 14,54 = 0,58 \text{ kN} \rightarrow \text{non verificato}$$

Non essendo sufficiente, è stata modificata anche la larghezza minima della fascetta da utilizzare calcolando il valore minimo ammissibile:

$$L_{cir,min} = \frac{P_{cir}}{0,5 \cdot \delta \cdot f_{c,0,d}} = \frac{1400}{0,5 \cdot 8 \cdot 14,54} = 24,07 \text{ mm} \rightarrow 25 \text{ mm}$$

Adottando quindi un diametro e uno spessore maggiore per il culmo e una larghezza di 25 mm per la fascetta della connessione si ha:

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 14,54 = 1,45 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

$$P_{cir} = 1,4 \text{ kN} \leq \frac{2 \cdot 5,03 \cdot 25^2 \cdot 8^2 \cdot \sin\left(\frac{180}{2}\right)}{3 \cdot 75 \cdot 0,5} = 3,58 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

4.1.3 Verifiche di deformabilità degli elementi portanti

Le verifiche di deformabilità sono state eseguite sia per i singoli componenti in bambù che sono soggetti a flessione sia per la totalità della struttura. Nello specifico, viene controllato che le frecce causate dalle varie azioni distribuite sull'impalcatura rientrino entro certi limiti imposti dalla normativa nazionale NTC 2018. Considerando di valutare solo le deformazioni relative a una non prolungata durata dei carichi, per elementi di origine lignea il limite relativo alla combinazione di carico caratteristica è pari a 1/300 della luce dell'elemento (§4.4.7 NTC-2018).

Le verifiche SLE per elementi lignei tengono conto delle deformazioni viscosse che dipendono soprattutto dall'umidità relativa dei culmi e dell'ambiente (classe di servizio), così come dalla durata dei carichi (classe di durata del carico). Per far ciò, nella valutazione della freccia viene utilizzata una elasticità del materiale modificata mediante opportuni coefficienti come visto in §3.3.1.

Un altro aspetto importante da non trascurare riguarda la deformabilità a taglio. Il rapporto tra il modulo elastico a flessione e il modulo di taglio E_m/G è molto alto per gli elementi lignei, motivo per cui nel calcolo della freccia massima bisogna tenere in considerazione anche le deformazioni per taglio. La normativa sul bambù ISO 22156:2021 risolve questo problema moltiplicando la rigidezza flessionale EI di progetto per un coefficiente riduttivo C_V :

$$EI = E_d \cdot \sum_i I_i \cdot C_V$$

$$C_V = 0,5 + 0,05 \cdot \frac{a}{D}$$

Dove:

- E_d è il modulo elastico di progetto funzione della durata del carico;
- I_i è il momento di inerzia del singolo culmo;
- a è la lunghezza dell'elemento su cui agisce il taglio;
- D è il diametro del culmo.

4.1.3.1 Traversi

I traversi sono gli unici elementi della struttura che lavorano principalmente a flessione. Considerando gli elementi come delle travi in semplice appoggio con un carico di linea uniformemente distribuito, la freccia massima si ha in mezzeria e vale:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL_t^4}{EI}$$

Il carico q massimo si ha per la combinazione **SLE1** relativa a una durata di carico breve:

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_1$$

Sostituendo all'interno dell'espressione i termini G_1 , G_2 e Q_1 che agiscono in direzione verticale rispetto al piano, il carico uniformemente distribuito sulla superficie di lavoro vale:

$$Q_{tav} = 0,18 + 1,5 = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

Avendo assunto i piani di lavoro come elementi trave, per passare da un carico di superficie a un lineare Q_{tav} è stato moltiplicato per la larghezza del pannello $L_t = 1,00 \text{ m}$:

$$q_{tav} = Q_{tav} \cdot L_t = 1,68 \cdot 1,0 = 1,68 \text{ kN/m}$$

Con l'ausilio del software *Ftool* sono state calcolate le massime sollecitazioni agenti sull'impalcato: per entrambi gli schemi, gli elementi trave sono stati considerati continui sui vari appoggi, posti ad una distanza pari all'interasse dei traversi $L_t = 1,80 \text{ m}$:

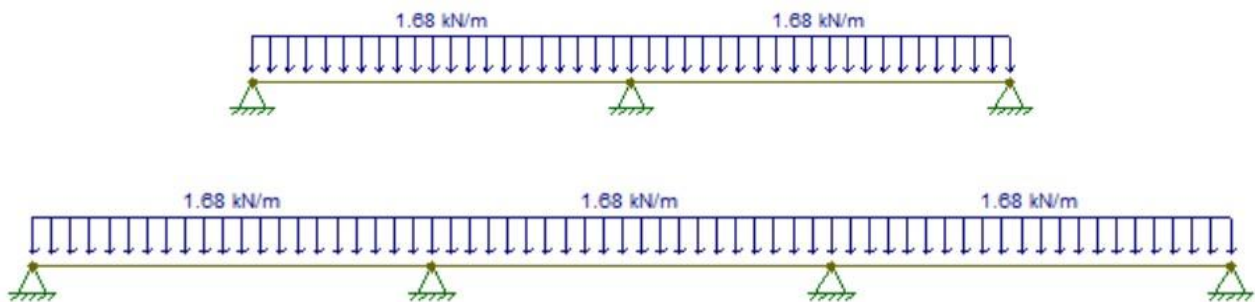
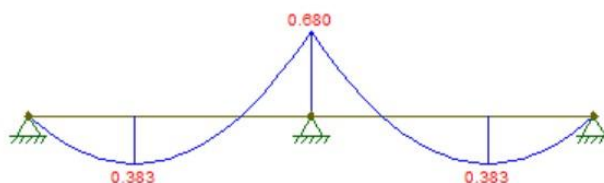


Figura 42: Schemi statici equivalenti di trave su tre e quattro appoggi – Ponteggio 1

Ottenendo così la sollecitazione flettente e tagliante per entrambi i casi:



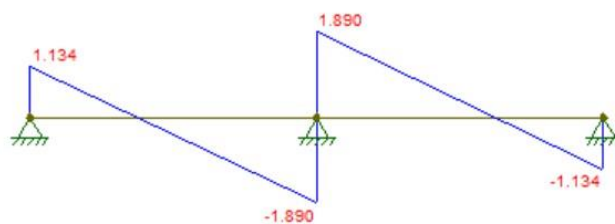


Figura 43: Diagramma del momento e del taglio per la trave su tre appoggi – Ponteggio 1

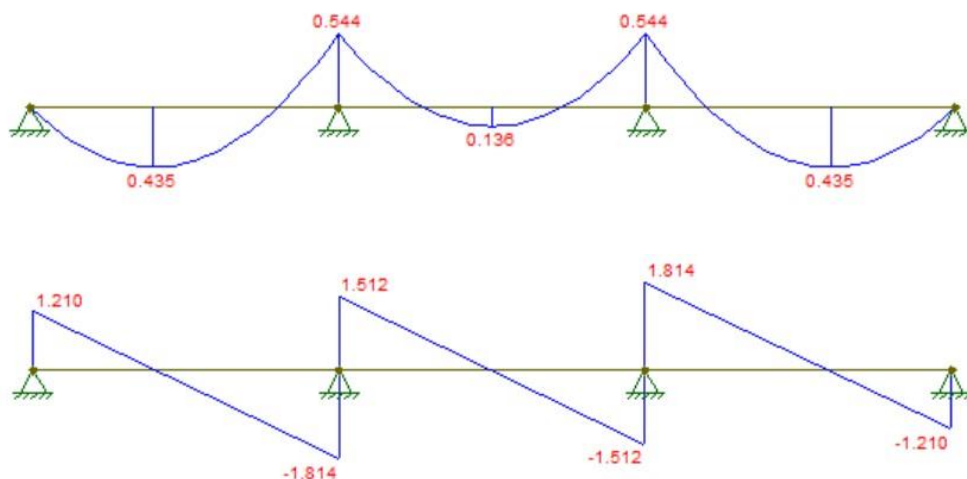


Figura 44: Diagramma del momento e taglio per la trave su quattro appoggi – Ponteggio 1

L'azione di taglio massima si ha quando i tavolati vengono disposti in appoggio su tre elementi:

$$V_{max} = 2 \cdot \frac{5}{8} q L_t = 1,25 \cdot 1,68 \cdot 1,8 = 3,78 \text{ kN}$$

Siccome V_{max} corrisponde a un'azione puntuale trasmessa dalla trave all'appoggio, la forza concentrata agente sul traverso è stata distribuita su tutta la lunghezza dell'elemento in bambù così da ottenere un carico lineare uniformemente distribuito:

$$q_V = \frac{V_{max}}{L_t} = \frac{3,78}{1,0} = 3,78 \text{ kN/m}$$

Considerando anche il peso proprio del culmo di bambù, il carico lineare totale agente sul traverso in combinazione SLE1 diventa:

$$q_{traverso} = (8,83 \cdot 1385 \cdot 10^{-6}) + 3,78 = 3,79 \text{ kN/m}$$

Con la lunghezza degli elementi di $L_t = 1,00 \text{ m}$ si ottiene il seguente schema:

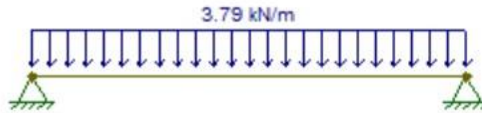


Figura 45: Schema statico equivalente di trave su due appoggi – traverso Ponteggio 1

Avendo utilizzato due culmi per la realizzazione dei traversi ($n = 2$), per il calcolo della freccia si considera la metà del carico lineare distribuito sull'elemento trave:

$$q = \frac{q_{traverso}}{n} = \frac{3,79}{2} = 1,895 \text{ kN}$$

Si procede con il calcolo della rigidezza EI relativa a una durata di carico breve. In primo luogo, è stato calcolato il coefficiente correttivo del modulo elastico C_V :

$$C_V = 0,5 + 0,05 \cdot \frac{a}{D} = 0,5 + 0,05 \cdot \frac{500}{85} = 0,79$$

Dove:

- $a = 500 \text{ mm}$ è la porzione del traverso su cui agisce il taglio, pari a metà della sua lunghezza totale;
- $D = 85 \text{ mm}$ è il diametro del culmo utilizzato.

Pertanto, la rigidezza flessionale corretta del singolo traverso vale:

$$EI = E_d \cdot I \cdot C_V = 12350 \cdot 1512836,35 \cdot 0,79 = 14,76 \text{ kNm}^2$$

Dove:

- $E_{m,0,d} = 12350 \text{ MPa}$ è il modulo elastico a flessione di progetto per azioni di breve durata (Tabella 19);
- $I = 1512836,35 \text{ mm}^4$ è il momento di inerzia di un culmo di diametro $D = 85 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 9 \text{ mm}$.

La freccia massima vale quindi:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL_t^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,895 \cdot 1,0^4}{14,76} = 1,67 \text{ mm}$$

Affinché la verifica sia soddisfatta bisogna rispettare la seguente relazione:

$$f \leq \frac{L_t}{300} \rightarrow 1,67 \text{ mm} \leq 3,33 \text{ mm} \rightarrow \text{verificato}$$

4.1.3.2 Montanti e correnti

Per quanto riguarda i montanti e i correnti, non sono state condotte delle verifiche di deformazione sulla loro lunghezza libera di inflessione sia perché tali elementi sono prevalentemente soggetti a sforzo assiale, ma anche perché la struttura è stata analizzata staticamente in campo elastico-lineare. Un secondo obiettivo futuro, infatti, sarebbe quello di eseguire un'analisi non lineare sulla struttura, valutando gli effetti del secondo ordine sulle aste soggette a carichi di punta.

Studiare il comportamento in campo non lineare può essere fondamentale per questa tipologia di struttura in quanto caratterizzata da elementi snelli, lunghi, con asse non perfettamente rettilineo, sezione circolare cava e composti da un materiale ortotropo come il bambù. Inoltre, la struttura non è dotata di una ridondanza tale da poter garantire una ripartizione del carico qualora dovesse verificarsi la rottura di uno o più elementi portanti.

Affinché le ipotesi sui montanti e sui correnti fatte in fase di dimensionamento vengano rispettate in modo che tali elementi siano soggetti solamente a sforzi assiali, è comunque necessario assicurarsi che tutti i nodi risultino vincolati lateralmente e che non si verifichino spostamenti relativi sul loro piano di appartenenza. Le restrizioni laterali sui nodi dell'impalcatura sono garantite in parte dagli ancoraggi applicati in determinati punti alla facciata dell'edificio esistente, in parte dalla progettazione di un sistema di controventamento efficace.

4.1.4 Sistema di controventamento

Dopo il dimensionamento degli elementi principali della struttura è stato necessario ideare e dimensionare un sistema di controventamento per l'impalcatura. Per limitare gli spostamenti nodali sia in direzione parallela che in direzione perpendicolare rispetto alla facciata dell'edificio, si è pensato di inserire ulteriori culmi di bambù posti lungo le diagonali dei singoli portali. Tuttavia, essendo molteplici gli schemi che è possibile adottare per la realizzazione del sistema di controventamento, sono stati considerati diversi casi con l'obiettivo di riuscire a minimizzare il numero di culmi da utilizzare e di conseguenza anche il numero di connettori da dover installare.

4.1.4.1 Dimensionamento e verifiche SLU - Schema 1

Il primo schema per il sistema di controventamento della struttura è stato ideato pensando di vincolare in entrambe le direzioni tutti i portali dell'impalcatura. Nello specifico, per limitare gli spostamenti di piano in direzione parallela alla facciata, sul layer esterno del ponteggio sono stati inseriti dei diagonali in tutti i moduli, ad eccezione di un portale alla base nel quale non sono stati inseriti elementi diagonali per rendere accessibile la struttura.

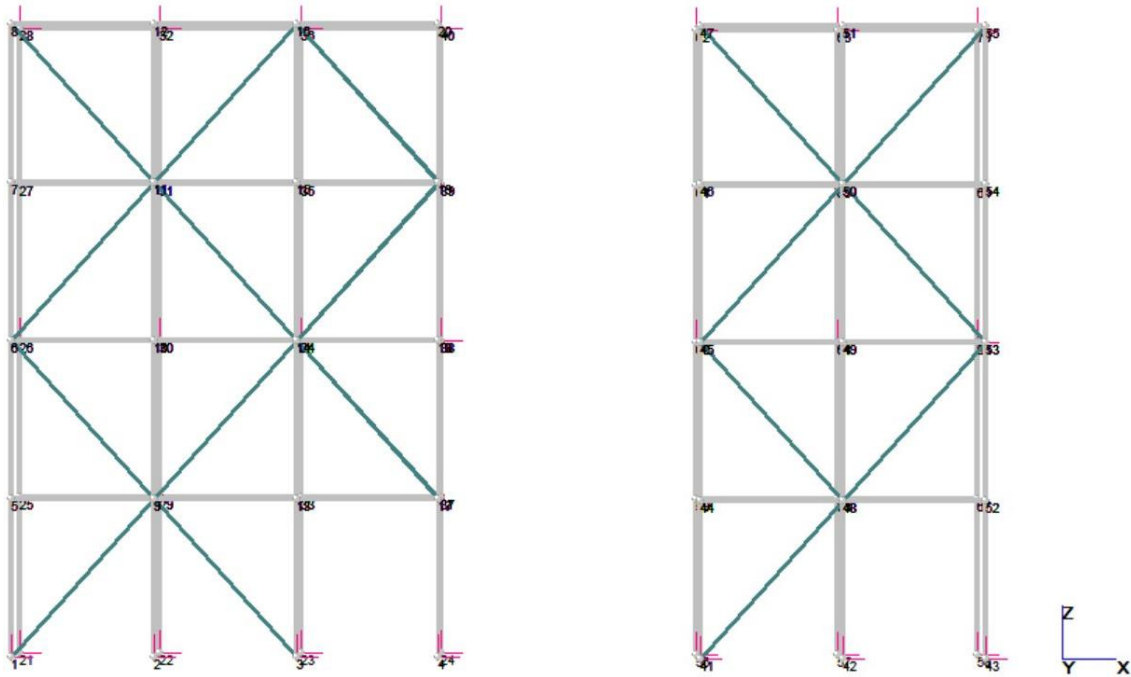


Figura 46: Sistema di controventamento del layer esterno – Schema 1 Ponteggio 1

Un ragionamento analogo è stato fatto per controventare la struttura in direzione perpendicolare rispetto alla facciata dell'edificio: sono stati considerati dei diagonali solo sui portali posti alle due estremità dell'impalcatura sia per lasciare libero il passaggio dei lavoratori sulla superficie di lavoro, sia perché una buona parte dei nodi risulta vincolata all'edificio mediante gli ancoraggi.

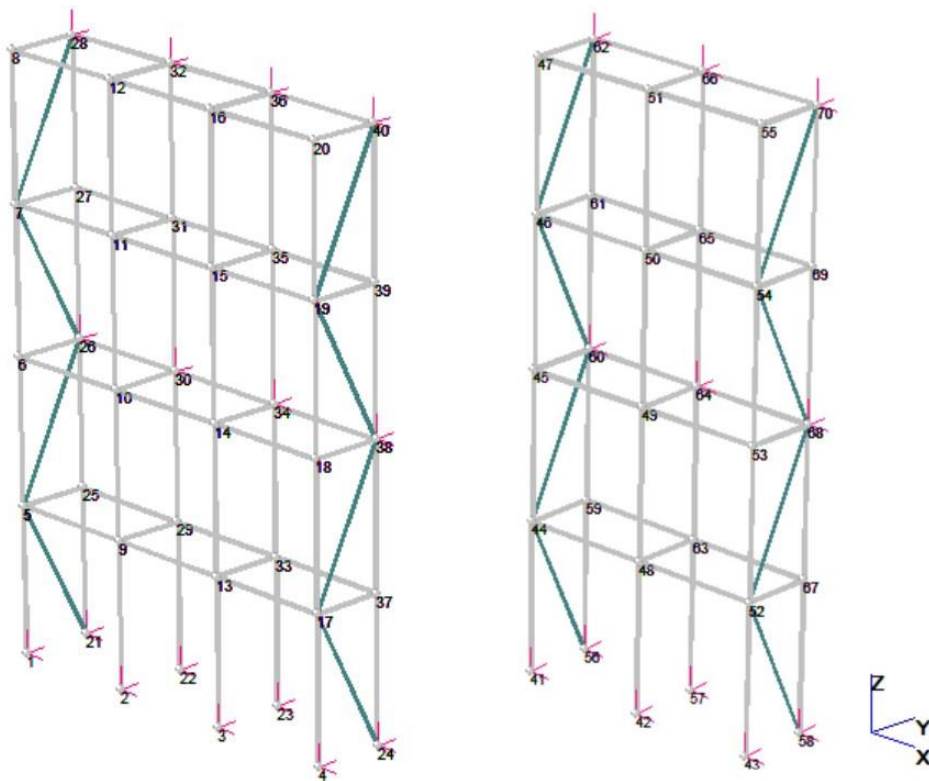


Figura 47: Sistema di controventamento laterale – Schema 1 Ponteggio 1

Per i culmi di bambù che compongono l'intero sistema di controventamento è stato ipotizzato un diametro minimo pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$. Inoltre, tali elementi sono stati schematizzati come bielle soggette esclusivamente a soli sforzi assiali di compressione e trazione.

- **Verifiche SLU degli elementi di controventamento**

Sono state eseguite delle verifiche allo stato limite ultimo sugli elementi diagonali per accertarsi che la dimensione del culmo ipotizzata per il controventamento potesse essere idonea.

- **Verifica a compressione parallela alle fibre:**

È stata condotta una verifica a compressione parallela alle fibre sia per i diagonali posti lungo le facciate principali dell'impalcatura che su quelli posti sulle due stilate all'estremità essendo caratterizzati da lunghezze differenti.

Per quanto riguarda i diagonali sulle superfici esterna del ponteggio posti in direzione x, lo sforzo assiale massimo di compressione è stato registrato per la combinazione **SLU4** in cui, oltre al carico variabile principale della neve, è stata considerata anche l'azione del vento in direzione perpendicolare e con verso entrante rispetto alla facciata dell'edificio.

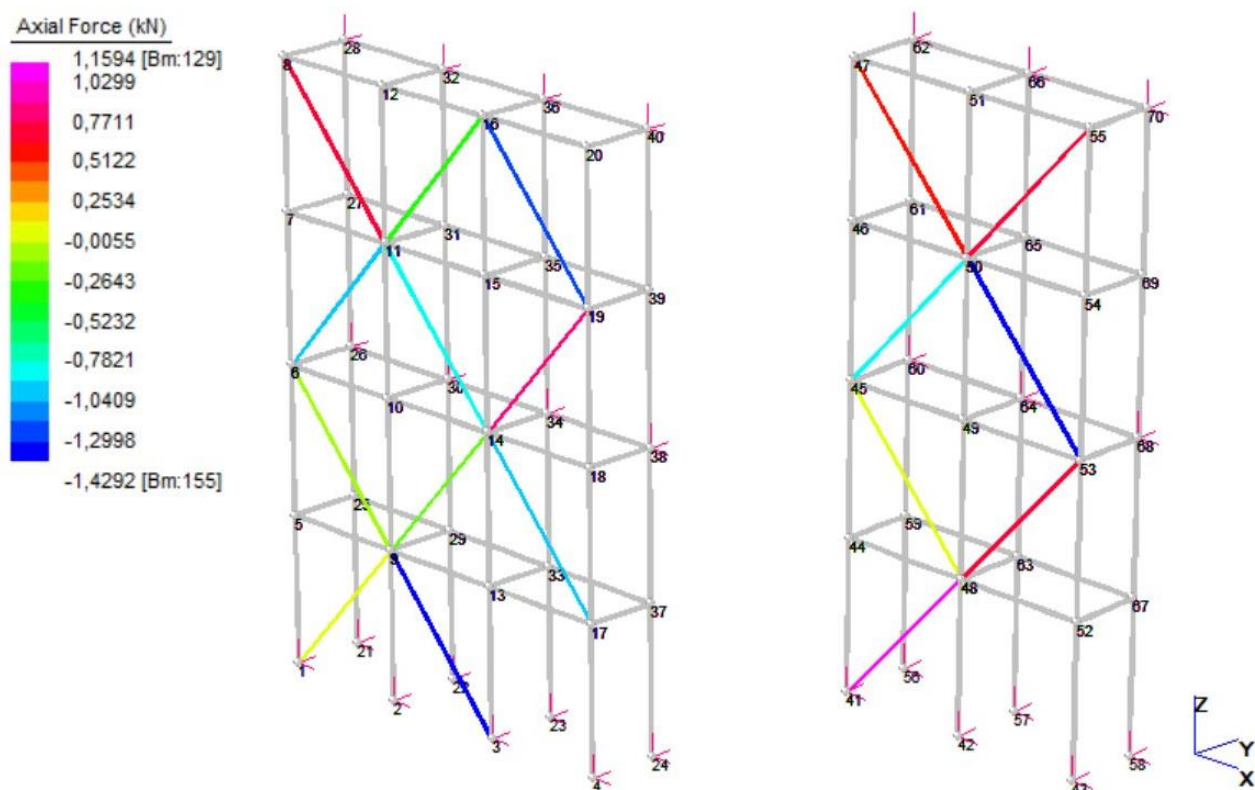


Figura 48: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU4 – Dir.x Schema 1 Ponteggio 1

Il diagonale più sollecitato è quello posto tra il nodo 3 e il nodo 9. La verifica è stata condotta considerando la durata delle azioni breve, la lunghezza del culmo pari a $L_d = 2,7 \text{ m}$ e assumendo la sezione trasversale con diametro minimo $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$.

$$N_{c,max} = 1,43 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale critico che tiene conto anche dei fenomeni di instabilità è stato ricavato dalle espressioni:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}}$$

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot \sum_i A_i$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

Dove:

- $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione parallela rispetto alla fibratura calcolata per una durata di carico breve (Tabella 15);
- $A_i = 706,86 \text{ mm}^2$ è l'area minima del singolo culmo ottenuta considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$;
- $n = 1$ è il numero di culmi utilizzato;
- $E_d = 12597 \text{ MPa}$ è il modulo elastico a compressione di progetto calcolato per una durata di carico breve (Tabella 19);
- $I_{min} = 181132,45 \text{ mm}^4$ è il momento di inerzia minimo ottenuto considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$;
- $C_{bow} = 0,63$ è il coefficiente di correzione relativo a un elemento di lunghezza $2,7 \text{ m}$ il cui arco massimo in mezzeria è stato posto pari a $b_{max} = 20 \text{ mm}$;
- $K = 1,1$ è il coefficiente di lunghezza efficace che tiene conto del fatto che l'asta presenti delle restrizioni laterali sulle due cerniere alle estremità (Tabella 32);
- $L = 2700 \text{ mm}$ è la lunghezza del diagonale;
- $c = 0,8$ è un coefficiente noto.

Sostituendo i termini all'interno delle due espressioni precedenti si ottiene:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A_i = 14,54 \cdot 706,86 = 10,28 \text{ kN}$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 12597 \cdot 181132,45 \cdot 0,63}{(1,1 \cdot 2700)^2} = 1,61 \text{ kN}$$

Dai quali è stato possibile ricavare N_{cr} :

$$N_{cr} = 1,55 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 1,55 \text{ kN} > 1,43 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

Per i diagonali posti sui portali laterali del ponteggio, lo sforzo assiale massimo di compressione per un'azione di breve durata si ha invece per la combinazione **SLU1** in cui è stato considerato attivo il terzo livello di lavoro, ma in questo caso le forze orizzontali statiche degli effetti dinamici dovute ai lavori agiscono in direzione perpendicolare rispetto alla facciata dell'edificio.

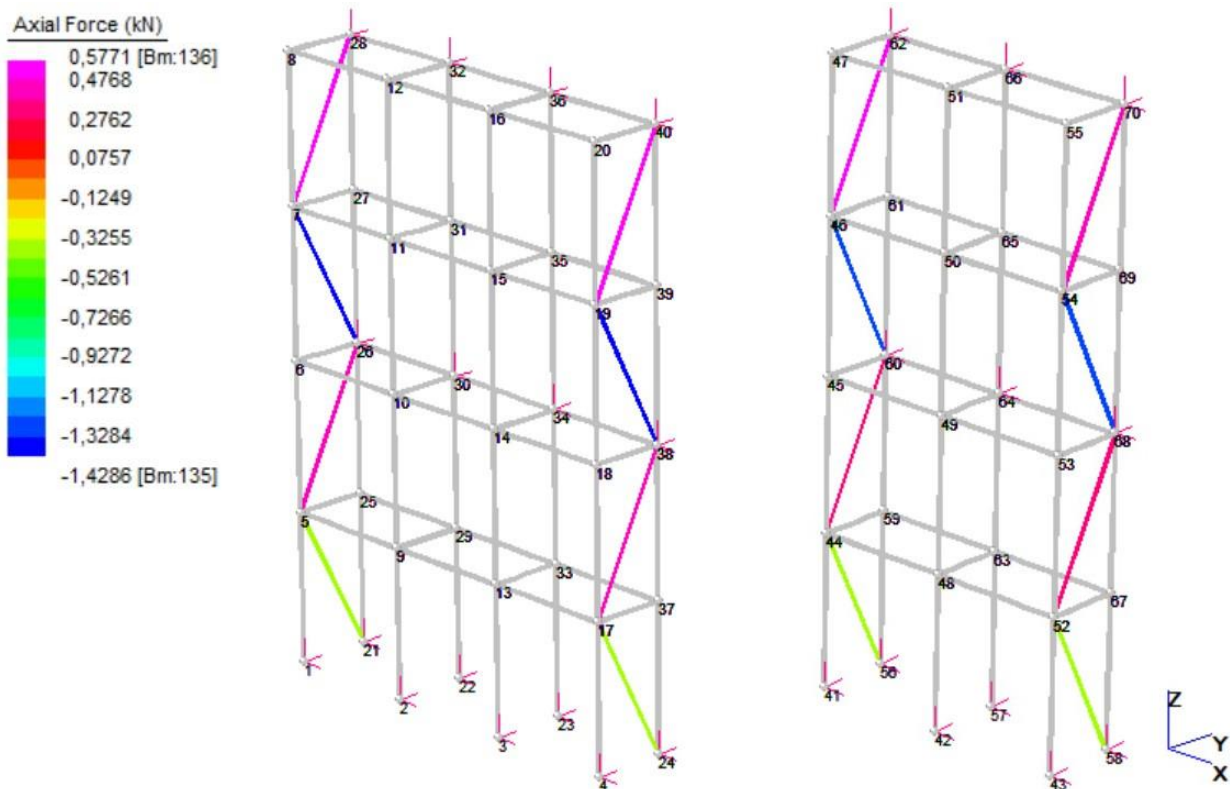


Figura 49: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU1- Dir. y e Schema 1 Ponteggio 1

Il diagonale più sollecitato è quello posto tra il nodo 7 e il nodo 26 oppure tra il nodo 19 e il nodo 38. La verifica è stata condotta considerando la durata delle azioni breve, la lunghezza del culmo pari a $L_d = 2,24 \text{ m}$ e assumendo la sezione trasversale con diametro minimo $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$.

$$N_{c,max} = 1,43 \text{ kN}$$

Sostituendo i termini all'interno delle due espressioni di verifica e modificando solo la lunghezza del diagonale rispetto al caso precedente, si ottiene:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A_i = 14,54 \cdot 706,86 = 10,28 \text{ kN}$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 12597 \cdot 181132,45 \cdot 0,63}{(1,1 \cdot 2240)^2} = 2,05 \text{ kN}$$

Dai quali è stato possibile ricavare N_{cr} :

$$N_{cr} = 1,96 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 1,96 \text{ kN} > 1,43 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a trazione parallela alle fibre:**

Quando gli elementi del sistema di controventamento lavorano a trazione, questi hanno una buona capacità di resistenza in quanto non sono soggetti ai fenomeni di instabilità. La resistenza a trazione parallela alle fibre dipende solo dalla dimensione della sezione trasversale del culmo e dalla durata del carico; considerando tutti gli elementi di controventamento, sia quelli posti parallelamente che quelli posti trasversalmente rispetto alla facciata dell'edificio, vale:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min}$$

Dove:

- $n = 1$ è il numero di culmi utilizzato;
- $f_{t,0,d} = 28,78 \text{ MPa}$ è la resistenza a trazione parallela rispetto alla fibratura calcolata per una durata di carico breve (Tabella 15);
- $A_{min} = 706,86 \text{ mm}^2$ è l'area minima del singolo culmo ottenuta considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$.

Sostituendo i valori dei parametri all'interno della formula si ottiene:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min} = 1 \cdot 28,78 \cdot 706,86 = 20,34 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale massimo di trazione è stato registrato per la combinazione **SLU4** e vale:

$$N_{t,max} = 1,56 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 20,34 \text{ kN} > 1,56 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

4.1.4.2 Verifiche di deformabilità globale - Schema 1

All'interno di questo paragrafo sono state riportate le verifiche allo stato limite d'esercizio eseguite sull'intera struttura, nelle quali sono stati analizzati gli spostamenti nodali con lo scopo di valutare l'efficienza del sistema di controventamento. La combinazione di carico più gravosa in questo caso è la **SLE3** per cui è stato considerato il vento come unico carico variabile; quando una struttura snella e leggera come quella dell'impalcatura è sottoposta ad azioni orizzontali (vento) senza la presenza di carichi verticali, essa può essere maggiormente soggetta a deformazioni e/o moti rigidi in quanto non sono presenti ulteriori carichi (oltre al peso proprio) in grado di stabilizzarla.

Applicando quindi le forze risultanti del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ separatamente, sono state valutate le deformazioni sia in direzione parallela rispetto alla facciata (dir. x) che in direzione ortogonale (dir. y). Per quanto riguarda gli spostamenti nodali in direzione x, sono stati distinti quelli relativi alla facciata esterna dell'impalcatura da quelli della facciata interna, in quanto, i primi sono vincolati dal sistema di controventamento dei diagonali mentre i secondi dagli ancoraggi sulla facciata dell'edificio.

Il comportamento della facciata esterna è simile a quello di una struttura multipiano in cui i vari livelli traslano rigidamente in direzione orizzontale: lo spostamento massimo è stato registrato in sommità del modello a due campate: $\Delta_x = 1,3 \text{ mm}$ mentre, quello relativo maggiore, si è verificato tra la base d'appoggio e il primo piano di lavoro dove il delta vale $\delta_x = 0,8 \text{ mm}$.

Per la facciata interna, invece, essendo presenti gli ancoraggi sul secondo e sul quarto livello, solo i nodi appartenenti al primo e al terzo piano di lavoro possono traslare in direzione x. Anche in questo caso, per via della maggiore snellezza, lo spostamento massimo si è verificato per il modello a due campate: $\delta_x = 1,9 \text{ mm}$.

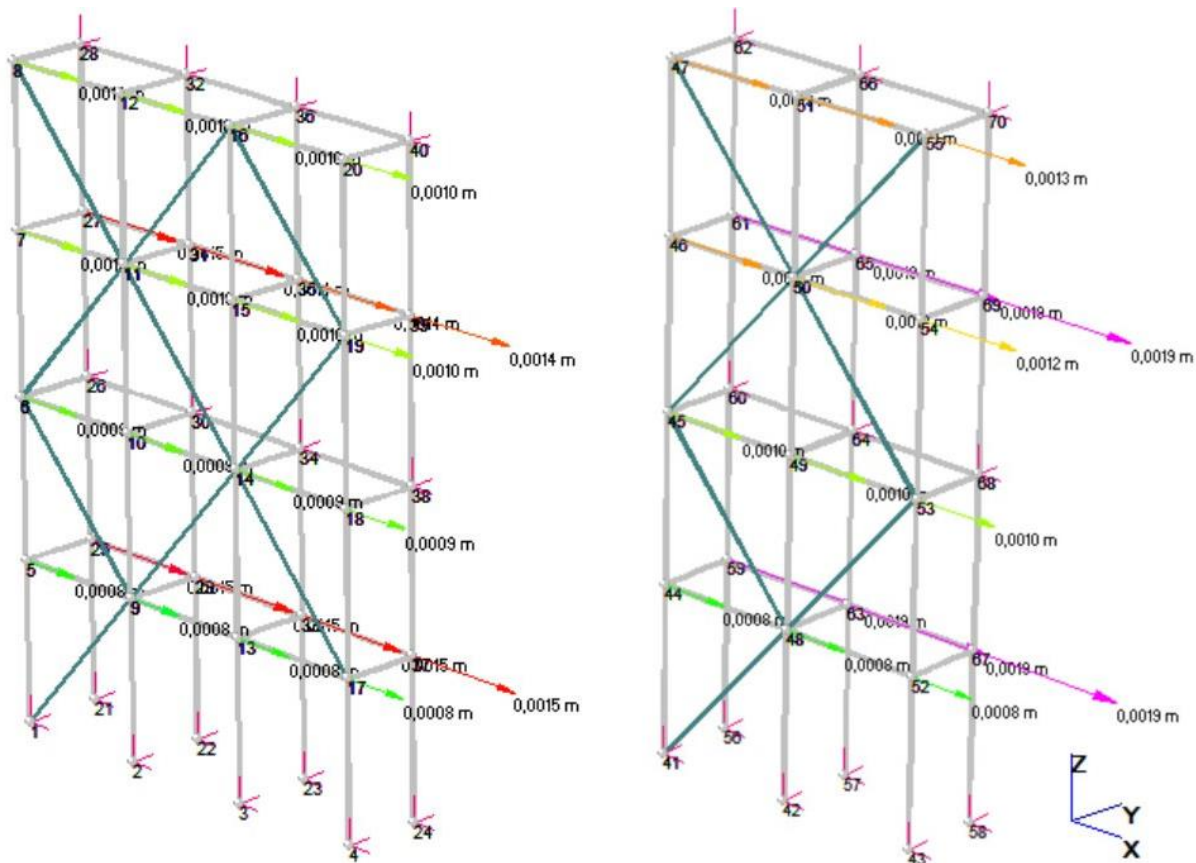


Figura 50: Spostamenti nodali in dir. x per la combinazione SLE3 – Schema 1 Ponteggio 1

Per quanto riguarda la facciata più esterna, è stata eseguita una verifica relativa allo spostamento massimo Δ_x tra la sommità e la base di appoggio della struttura. Secondo le NTC 2018, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica per elementi lignei che possono essere soggetti a fenomeni di instabilità non deve superare il rapporto $1/500$ della distanza tra due vincoli successivi (che è lo stesso limite imposto sul rapporto Δ/H per gli edifici multipiano in acciaio). Per la verifica è stata considerata solo l'impalcatura a due campate in quanto entrambi i modelli sono caratterizzati dalla stessa altezza.

- Ponteggio a due campate:

L'altezza totale è pari a $H = 8000 \text{ mm}$ e lo scostamento massimo in sommità vale $\Delta_x = 1,3 \text{ mm}$. La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\Delta_x \leq \frac{H}{500} \rightarrow 1,3 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{verificato}$$

Analogamente, è stata eseguita la stessa verifica per lo spostamento relativo δ_x che risulta massima per la facciata più interna essendo questo pari a $\delta_x = 1,9 \text{ mm}$. Inoltre, è stata considerata come distanza di controllo quella tra due vincoli consecutivi che è pari a due volte l'altezza di interpiano ($h_i = 2000 \text{ mm}$).

- Ponteggio a due campate:

L'altezza totale è pari a $h = 4000 \text{ mm}$ e lo spostamento relativo massimo vale $\delta_x = 1,9 \text{ mm}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\delta_x \leq \frac{h}{500} \rightarrow 1,9 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \rightarrow \text{verificato}$$

In direzione y , essendo l'area di impatto del vento superiore, alcuni nodi hanno presentato degli spostamenti maggiori rispetto al caso precedente.

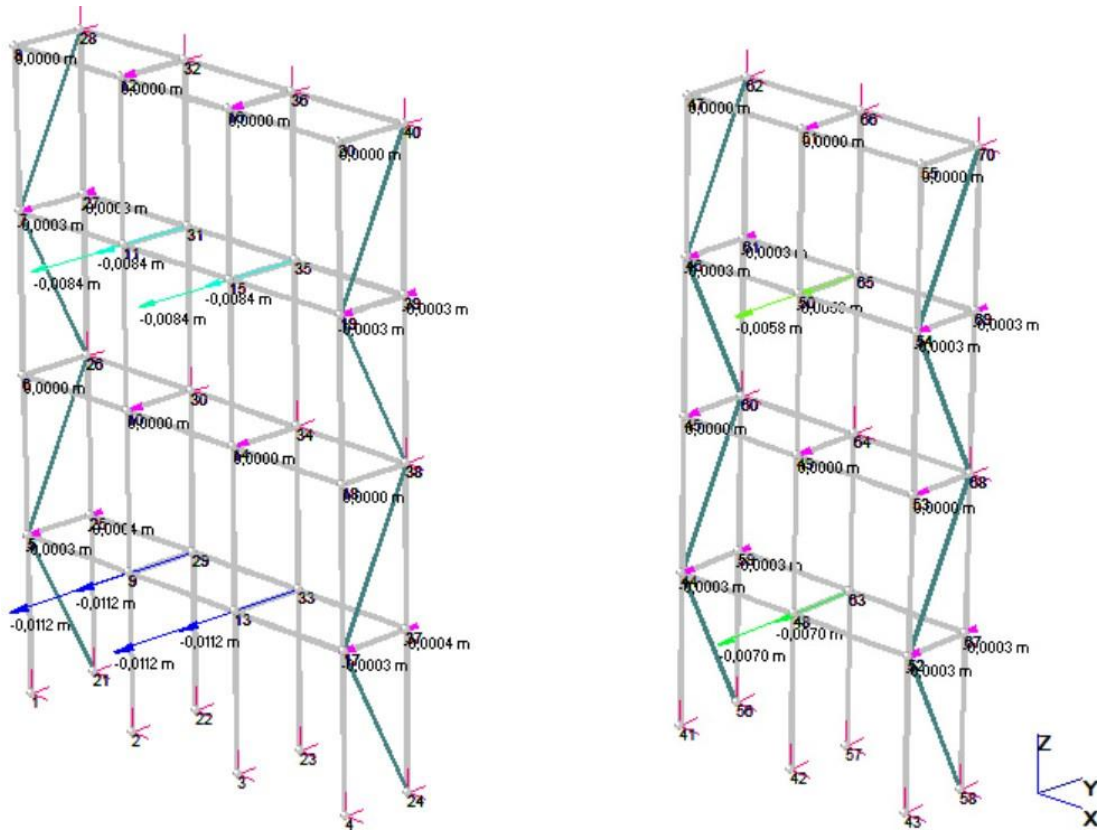


Figura 51: Spostamenti nodali in dir. y per la combinazione SLE3 – Schema 1 Ponteggio 1

Come si osserva dalla figura precedente, non avendo inserito alcun diagonale sui portali interni, i nodi appartenenti alle superfici di lavoro non vincolate alla facciata dell'edificio possono traslare lungo la direzione y . Sia per il modello a tre campate che per il modello a due campate le deformazioni maggiori si sono presentate sul primo piano dell'impalcatura: nel primo caso, lo spostamento massimo vale $\delta_y = 11,2 \text{ mm}$, nel secondo caso $\delta_y = 7 \text{ mm}$.

Avendo vincolato i due nodi alle estremità con il controventamento, è stato possibile schematizzare il singolo piano di lavoro come una trave in doppio appoggio e di lunghezza pari alla larghezza totale dell'impalcatura. In questo modo, è stata eseguita una verifica di deformazione sulla freccia massima ammissibile:

- Ponteggio a tre campate:

La lunghezza della trave è pari a $L_t = 5400 \text{ mm}$ e la freccia massima vale $f = \delta_y = 11,2 \text{ mm}$. La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$f \leq \frac{L_t}{300} \rightarrow 11,2 \text{ mm} \leq 18 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

- Ponteggio a due campate:

La lunghezza della trave è pari a $L_t = 3600 \text{ mm}$ e la freccia massima vale $f = \delta_y = 7 \text{ mm}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$f \leq \frac{L_t}{300} \rightarrow 7 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

In modo analogo, è stata eseguita la stessa verifica anche in verticale lungo la direzione z considerando che i montanti possano essere soggetti a fenomeni di instabilità. Il controllo è unico per i due modelli avendo adottato le stesse altezze h_i tra i vari piani.

La distanza di controllo è pari a $h = 4000 \text{ mm}$ e lo spostamento massimo vale $\delta_y = 11,2 \text{ mm}$. La verifica non risulta soddisfatta in quanto:

$$\delta_y \leq \frac{h}{500} \rightarrow 11,2 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \rightarrow \textit{non verificato}$$

A causa delle forti incertezze relative al comportamento del materiale, il rapporto limite per gli elementi soggetti a fenomeni di instabilità è stato posto pari a 1/500 in via cautelativa. Tuttavia, fatta questa ipotesi, è stato osservato come in direzione y gli spostamenti nodali fossero superiori rispetto ai limiti concessi. Per non avere dei problemi di inflessione sugli elementi portanti verticali, è stato considerato un secondo schema nel quale, da un lato, sono stati ridotti gli elementi diagonali posti in direzione x, essendo questi risultati funzionali, dall'altro, è stato modificato lo schema di ancoraggio della struttura per limitare gli spostamenti in y.

4.1.4.3 Dimensionamento e verifiche SLU - Schema 2

Con il secondo schema si è posto l'obiettivo di ridurre il numero di diagonali, facendo sì che la struttura risultasse ugualmente verificata. Un problema riscontrato assumendo il primo schema di controventamento è stato la realizzazione delle croci a X poiché, per non sovrapporre le due aste, si è dovuto applicare gli elementi su due piani differenti: uno sul lato interno e uno sul lato esterno. Questo potrebbe creare dei problemi nell'inserire le barriere di sicurezza sul lato interno degli elementi portanti.

In questo caso, per evitare di complicare l'assemblaggio della struttura, su tutti i portali si è scelto di applicare un culmo solo in una delle due diagonali per garantire sia il collegamento dell'asta in modo semplice e veloce, sia per poter applicare tutti gli elementi sulla stessa superficie. Nello specifico, per limitare gli spostamenti di piano in direzione parallela alla facciata, sul layer più esterno del ponteggio sono stati inseriti dei diagonali nei moduli esterni lungo tutta l'altezza. Per quanto riguarda il layer interno, per evitare eccessivi spostamenti in direzione x e limitare quelli in y, è stato modificato lo schema di ancoraggio sull'edificio in modo da garantire almeno un punto di fissaggio su ogni livello del ponteggio, sempre nel rispetto della normativa.

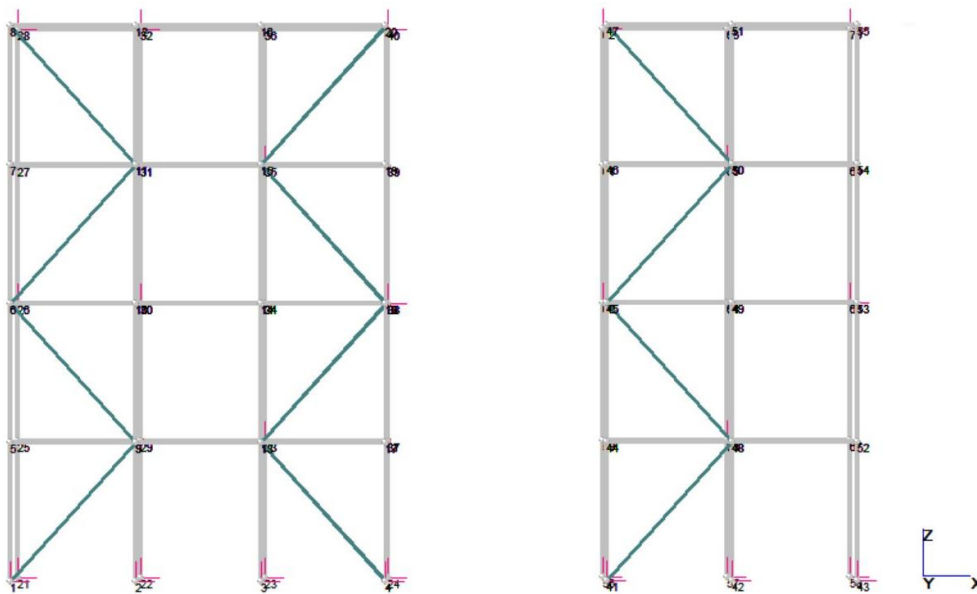


Figura 52: Sistema di controventamento del layer esterno – Schema 2 Ponteggio 1

Il controventamento in direzione trasversale non è stato variato rispetto al caso precedente e assume quindi la stessa geometria. Nell'immagine successiva, oltre ai diagonali, è possibile osservare anche il differente sistema che è stato adottato per l'ancoraggio:

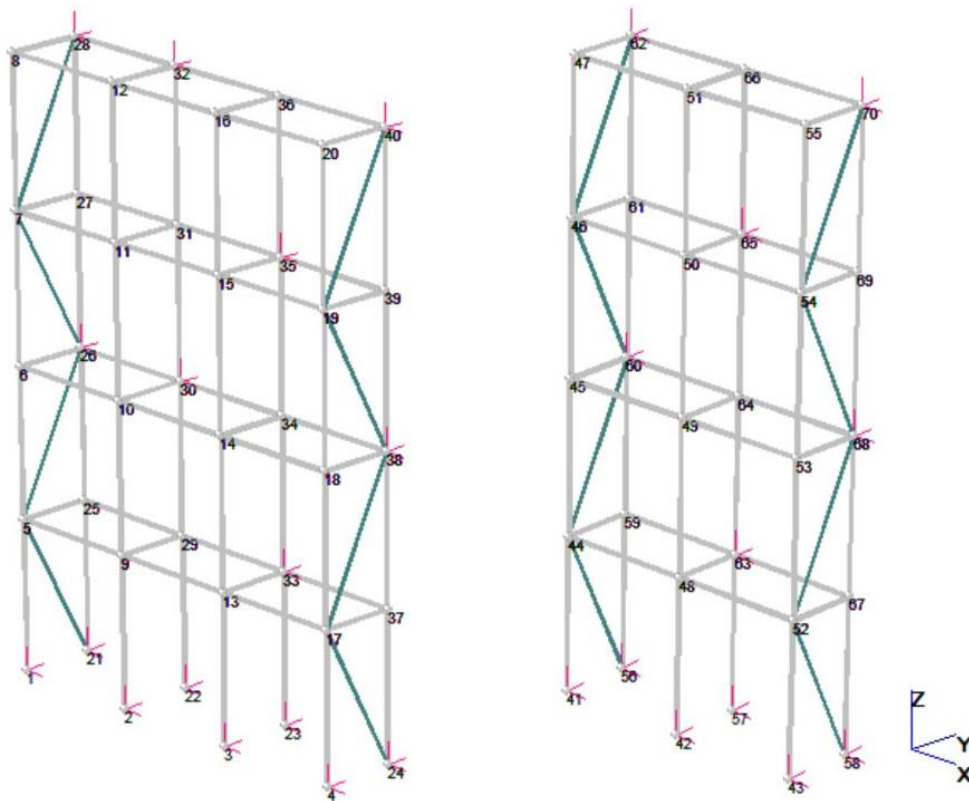


Figura 53: Sistema di controventamento laterale – Schema 2 Ponteggio 1

In modo del tutto analogo al primo schema, per i culmi di bambù utilizzati come diagonali è stato ipotizzato un diametro minimo $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$.

- **Verifiche SLU degli elementi di controventamento**

Sono state eseguite delle verifiche allo stato limite ultimo sugli elementi diagonali per accertarsi che, anche in questo caso, la dimensione del culmo ipotizzata per il controventamento possa essere idonea.

- **Verifica a compressione parallela alle fibre:**

Per quanto riguarda i diagonali posti parallelamente rispetto alla facciata, lo sforzo assiale massimo di compressione è stato registrato per la combinazione **SLU1** in cui è stato considerato attivo l'ultimo piano di lavoro e le forze orizzontali statiche degli effetti dinamici dovute ai lavori agiscono in direzione parallela rispetto alla facciata dell'edificio.

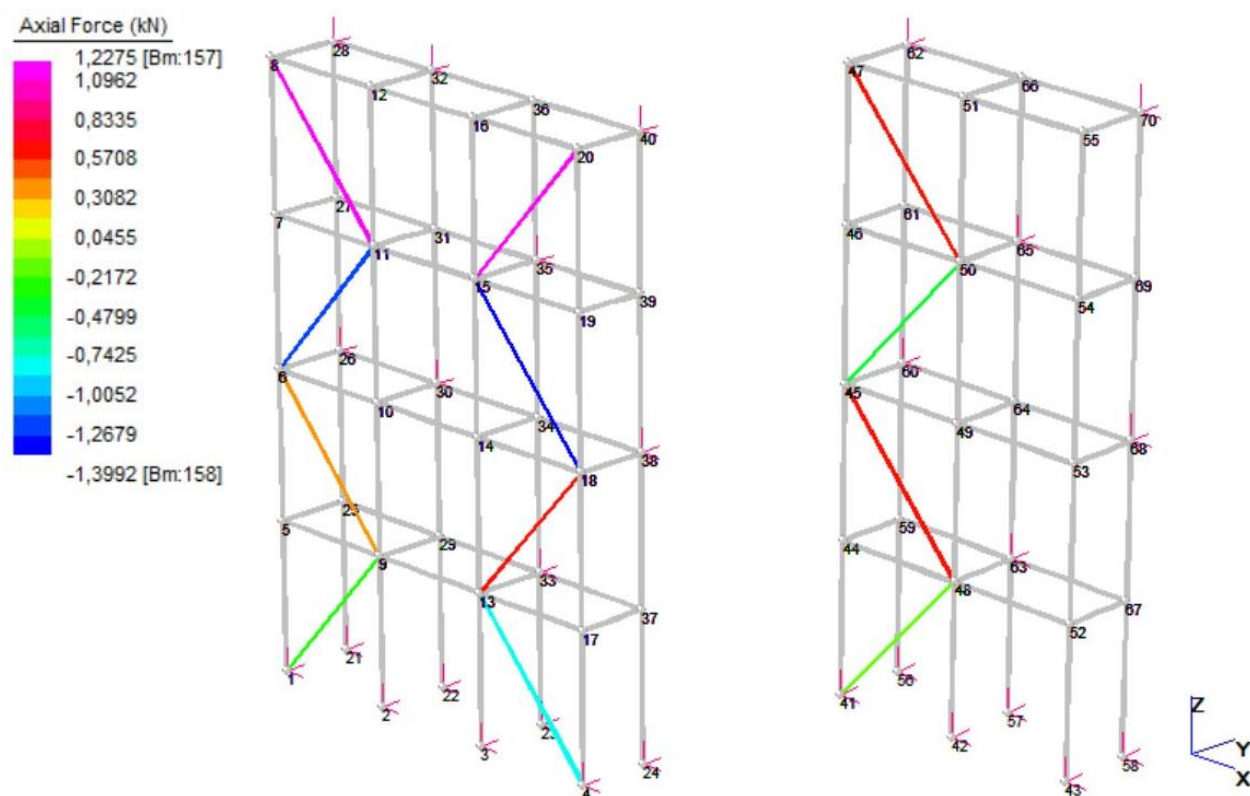


Figura 54: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLUI – Dir.x Schema 2 Ponteggio 1

Il diagonale più sollecitato è quello posto tra il nodo 15 e il nodo 18. La verifica è stata condotta considerando la durata delle azioni breve, la lunghezza del culmo pari a $L_d = 2,7\text{ m}$ e assumendo la sezione trasversale con diametro $D_{min} = 50\text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5\text{ mm}$.

$$N_{c,max} = 1,4\text{ kN}$$

Avendo assunto per il culmo la stessa lunghezza e le stesse dimensioni della sezione trasversale rispetto allo schema di controventamento precedente, lo sforzo assiale critico risulta sempre pari a:

$$N_{cr} = 1,55\text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 1,55\text{ kN} > 1,4\text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

Per i diagonali posti sui portali laterali del ponteggio, lo sforzo assiale massimo di compressione per un'azione di breve durata è stato sempre ottenuto per la combinazione **SLUI** in cui è stato considerato attivo il terzo livello di lavoro, ma con le forze orizzontali statiche degli effetti dinamici poste in direzione perpendicolare rispetto alla facciata dell'edificio.

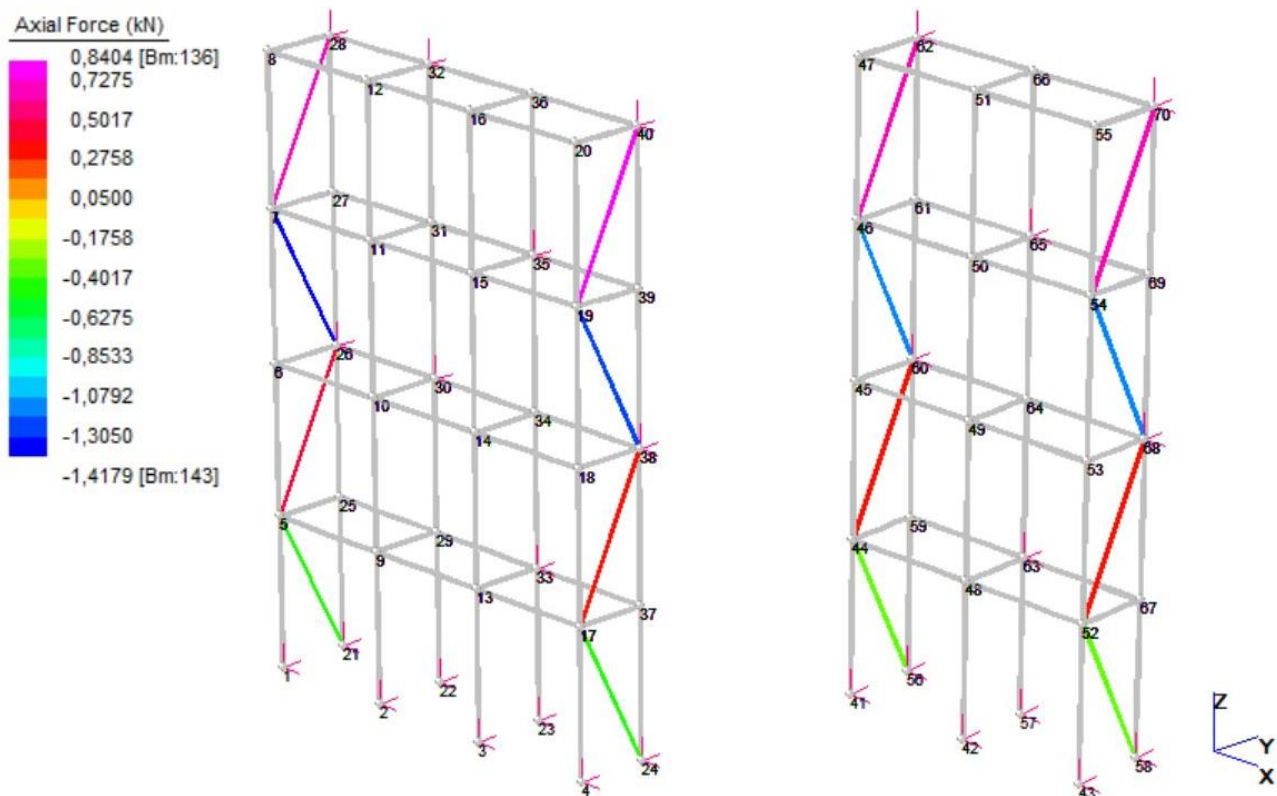


Figura 55: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLUI - Dir. y Schema 2 Ponteggio 1

Il diagonale più sollecitato è quello posto tra il nodo 7 e il nodo 26 oppure tra il nodo 19 e il nodo 38. La verifica è stata condotta considerando la durata delle azioni breve, la lunghezza del culmo pari a $L_d = 2,24 \text{ m}$ e assumendo la sezione trasversale con diametro $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$.

$$N_{c,max} = 1,42 \text{ kN}$$

Avendo assunto per il culmo la stessa lunghezza e le stesse dimensioni della sezione trasversale rispetto allo schema di controventamento precedente, lo sforzo assiale critico risulta sempre pari a:

$$N_{cr} = 1,96 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 1,96 \text{ kN} > 1,42 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

- **Verifica a trazione parallela alle fibre:**

La resistenza a trazione parallela alle fibre dipende solo dalla dimensione della sezione trasversale del culmo e dalla durata del carico; considerando tutti gli elementi di controventamento, sia quelli posti parallelamente che quelli posti trasversalmente rispetto alla facciata dell'edificio, come per lo schema 1 vale:

$$N_{tr} = 20,34 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale massimo di trazione è stato registrato per la combinazione **SLU4** ed è pari a:

$$N_{t,max} = 1,57 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 20,34 \text{ kN} > 1,57 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

4.1.4.4 Verifiche di deformabilità globale – Schema 2

Per le stesse ragioni spiegate durante la verifica del primo schema, la combinazione di carico più gravosa per le verifiche di deformabilità è la **SLE3** dove si considera l'azione del vento come unico carico variabile; applicando quindi le forze risultanti del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ separatamente, sono state valutate le deformazioni sia in direzione parallela rispetto alla facciata (dir. x) che in direzione ortogonale (dir. y).

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione x, questi si verificano solo sui nodi della facciata esterna dell'impalcatura e lo spostamento massimo è stato ottenuto in sommità del modello a due campate: $\Delta_x = 1,8 \text{ mm}$. Lo spostamento relativo maggiore, invece, si è verificato tra la base d'appoggio e il primo piano di lavoro dove il delta è risultato pari a $\delta_x = 0,5 \text{ mm}$.

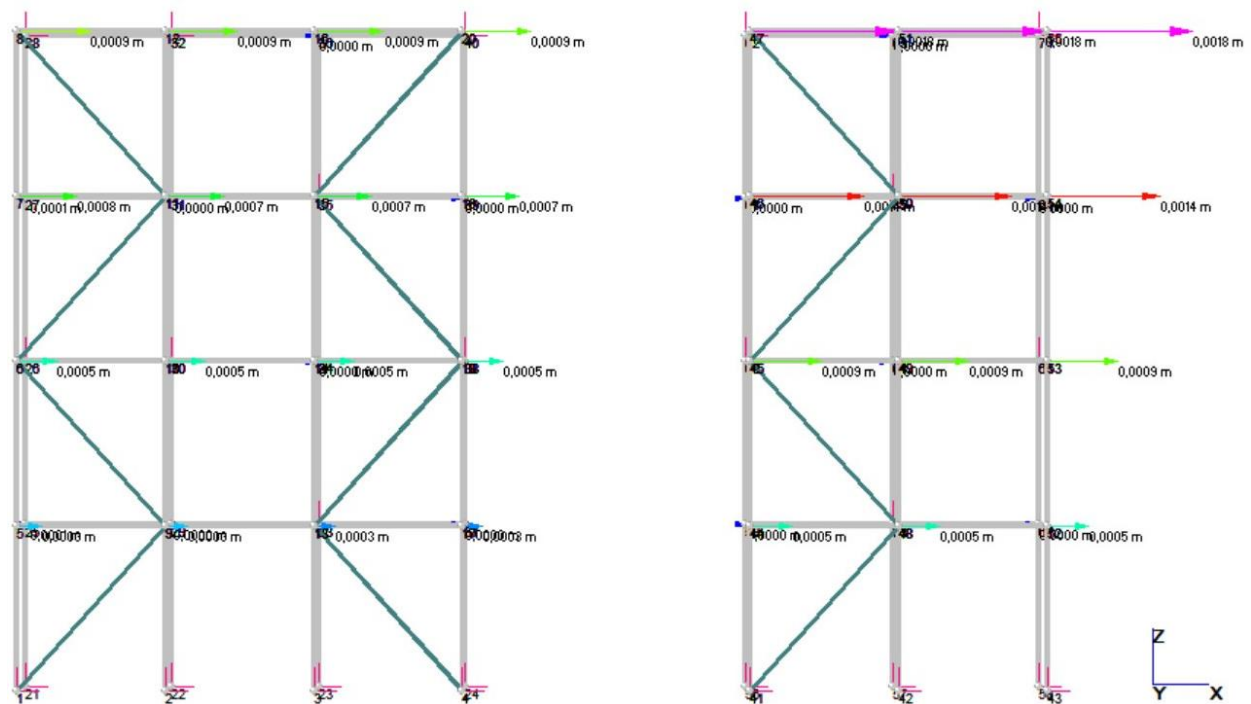


Figura 56: Spostamenti nodali in dir. x per la combinazione SLE3 – Schema 2 Ponteggio 1

Per la verifica è stata considerata solo l'impalcatura a due campate in quanto entrambi i modelli sono caratterizzati dalla stessa altezza.

- Ponteggio a due campate:

L'altezza totale è pari a $H = 8000 \text{ mm}$ e lo scostamento massimo in sommità vale $\Delta_x = 1,8 \text{ mm}$. La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\Delta_x \leq \frac{H}{500} \rightarrow 1,8 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

Analogamente, è stata eseguita la stessa verifica per lo spostamento relativo $\delta_x = 0,5 \text{ mm}$, considerando come distanza di controllo quella tra due vincoli consecutivi che è pari a due volte l'altezza di interpiano ($h_i = 2000 \text{ mm}$).

- Ponteggio a due campate:

L'altezza totale è pari a $h = 4000 \text{ mm}$ e lo spostamento relativo massimo vale $\delta_x = 0,5 \text{ mm}$. La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\delta_x \leq \frac{h}{500} \rightarrow 0,5 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

Per gli spostamenti in direzione y:

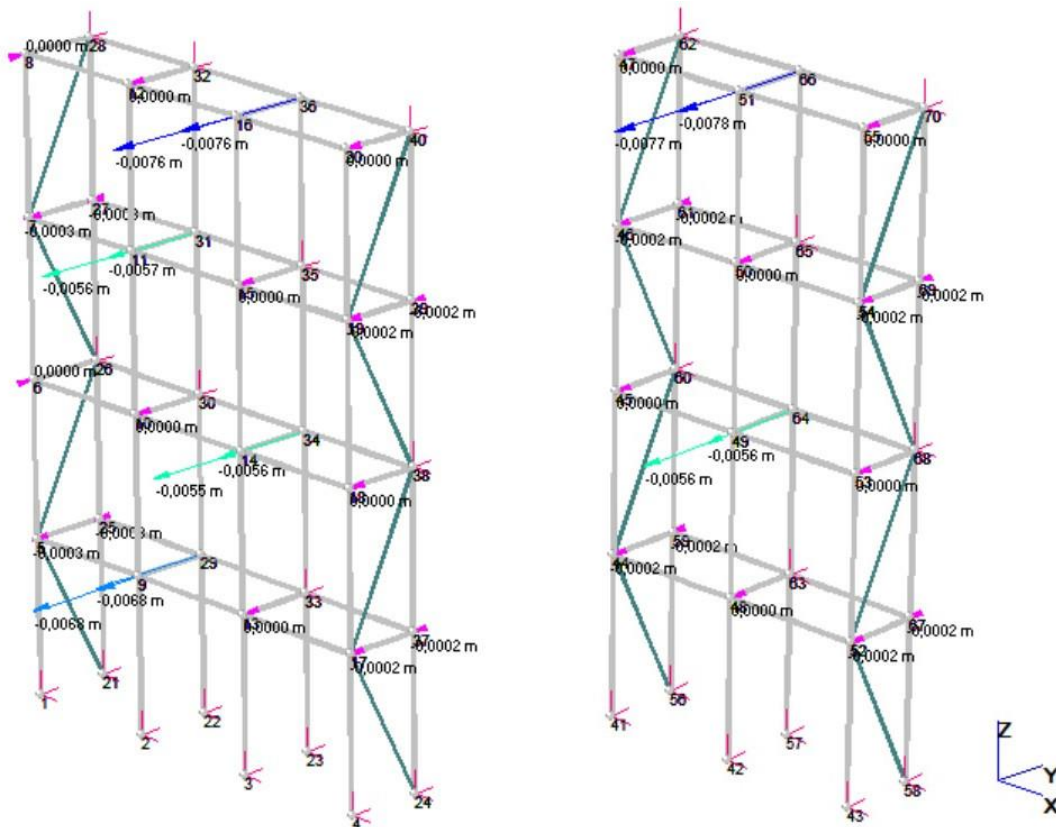


Figura 57: Spostamenti nodali in dir. y per la combinazione SLE3 – Schema 2 Ponteggio 1

I nodi appartenenti alle superfici di lavoro non vincolate alla facciata dell'edificio possono traslare lungo la direzione y. Sia per il modello a tre campate che per il modello a due campate le deformazioni maggiori si sono verificate sull'ultimo piano dell'impalcatura: nel primo caso, lo spostamento massimo vale $\delta_y = 7,6 \text{ mm}$, nel secondo caso $\delta_y = 7,8 \text{ mm}$.

Avendo vincolato i due nodi alle estremità con il controventamento e avendo modificato lo schema di ancoraggio del ponteggio alla facciata dell'edificio, è stato possibile schematizzare le porzioni dei piani di lavoro come delle travi in doppio appoggio e di lunghezza pari a due campate. In questo modo, è stata eseguita una verifica di deformazione sulla freccia massima ammissibile:

- Ponteggio a tre campate:

La lunghezza della trave è pari a $L_t = 3600 \text{ mm}$ e la freccia massima vale $f = \delta_y = 7,6 \text{ mm}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$f \leq \frac{L_t}{300} \rightarrow 7,6 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

- Ponteggio a due campate:

La lunghezza della trave è pari a $L_t = 3600 \text{ mm}$ e la freccia massima vale $f = \delta_y = 7,8 \text{ mm}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$f \leq \frac{L_t}{300} \rightarrow 7,8 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

In modo analogo, viene eseguita la stessa verifica anche in verticale lungo la direzione z considerando che i montanti possano essere soggetti a fenomeni di instabilità. Il controllo è unico per i due modelli avendo adottato le stesse altezze h_i tra i vari piani.

La distanza di controllo è pari a $h = 4000 \text{ mm}$ e lo spostamento massimo vale $\delta_y = 7,8 \text{ mm}$. La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\delta_y \leq \frac{h}{500} \rightarrow 7,8 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

È possibile quindi affermare che il secondo schema di controventamento ipotizzato risulti efficace in entrambe le direzioni.

4.1.5 Prototipo finale

Definite le dimensioni minime della sezione trasversale per gli elementi che compongono il primo prototipo, è stata creata un'ipotetica lista dei culmi di bambù necessari per la sua realizzazione che include la lunghezza effettiva dei singoli componenti strutturali.

La lunghezza effettiva dei culmi si è basata su alcune ipotesi fatte per poter connettere gli elementi in modo adeguato. In primo luogo, per i collegamenti di due elementi incrociati sono stati considerati almeno 15 – 20 cm in aggiunta per assicurare che i connettori possano essere inseriti in modo corretto e sicuro: questo ragionamento è stato seguito sia per le connessioni tra due aste ortogonali, come quelle tra i traversi e i correnti o quelle tra i correnti e i montanti, sia per le connessioni tra due aste con angoli minori di 90°, come avviene tra i diagonali di controventamento e i montanti.

Un altro fattore che ha stabilito la lunghezza effettiva dei culmi è stata la necessità di dover suddividere gli elementi in più parti. Prendendo d'esempio i montanti che devono raggiungere la quota di 9,4 m dal suolo, non è pensabile utilizzare un unico elemento per tutta l'altezza, sia per problematiche legate al trasporto, sia per limitare le imperfezioni legate alla geometria del culmo. Ipotizzando di trasportare le canne con un tipico furgoncino dotato di un cassone aperto, dalle dimensioni medie del mezzo di trasporto si è visto che con delle aste di lunghezza fino ai 4 – 4,5 m non sarebbe necessario richiedere autocarri più grandi e quindi più ingombranti per il cantiere. Inoltre, per quanto riguarda le imperfezioni del culmo stesso, con aste di lunghezza maggiore non solo aumenterebbe la probabilità di avere l'asse del culmo meno rettilineo, ma la sezione trasversale potrebbe risultare molto variabile per via del modo di accrescimento del bambù.

Nelle immagini seguenti si riportano i prospetti frontali e laterali dell'impalcatura relativi al modello a tre campate nel quale è stato applicato il secondo sistema di controventamento visto (schema 2). Oltre alle dimensioni della struttura, è stata riportata la nomenclatura adottata per distinguere i vari culmi. Infine, come si osserva dagli schemi, i collegamenti tra due elementi paralleli consecutivi sono stati applicati in modo sfalsato sia tra quelli appartenenti alla stessa facciata che tra la facciata esterna e quella interna, così da non creare delle sezioni deboli all'interno della struttura. Come indicato nell'art. 125 del d.lgs. 81/2008 relativo ai ponteggi in legno, i punti di sovrapposizione dei montanti sono stati sfalsati di 1 m, che corrisponde al minimo ammissibile.

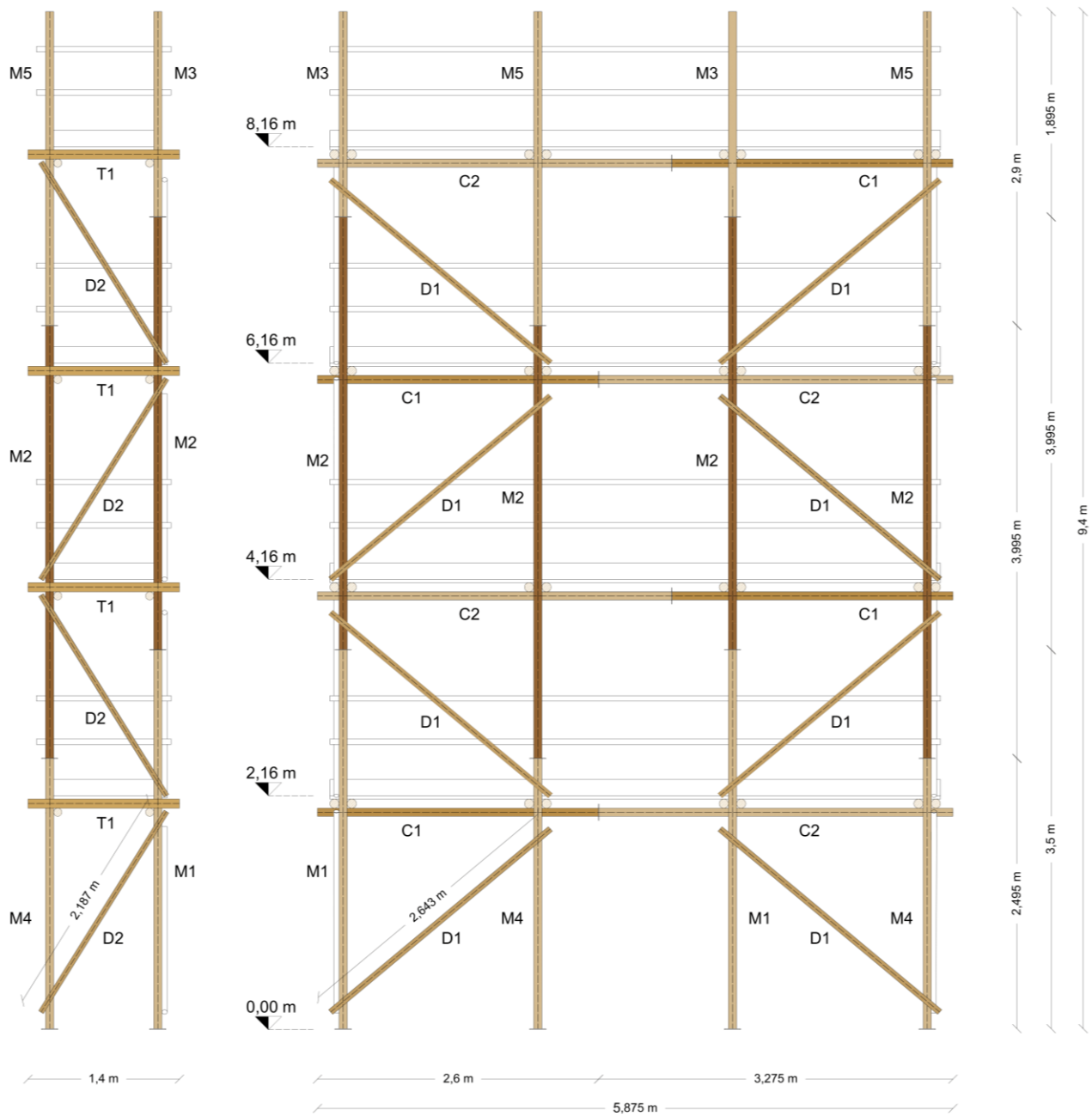


Figura 58: Vista frontale del layer esterno e vista laterale sinistra del modello a tre campate – Ponteggio 1

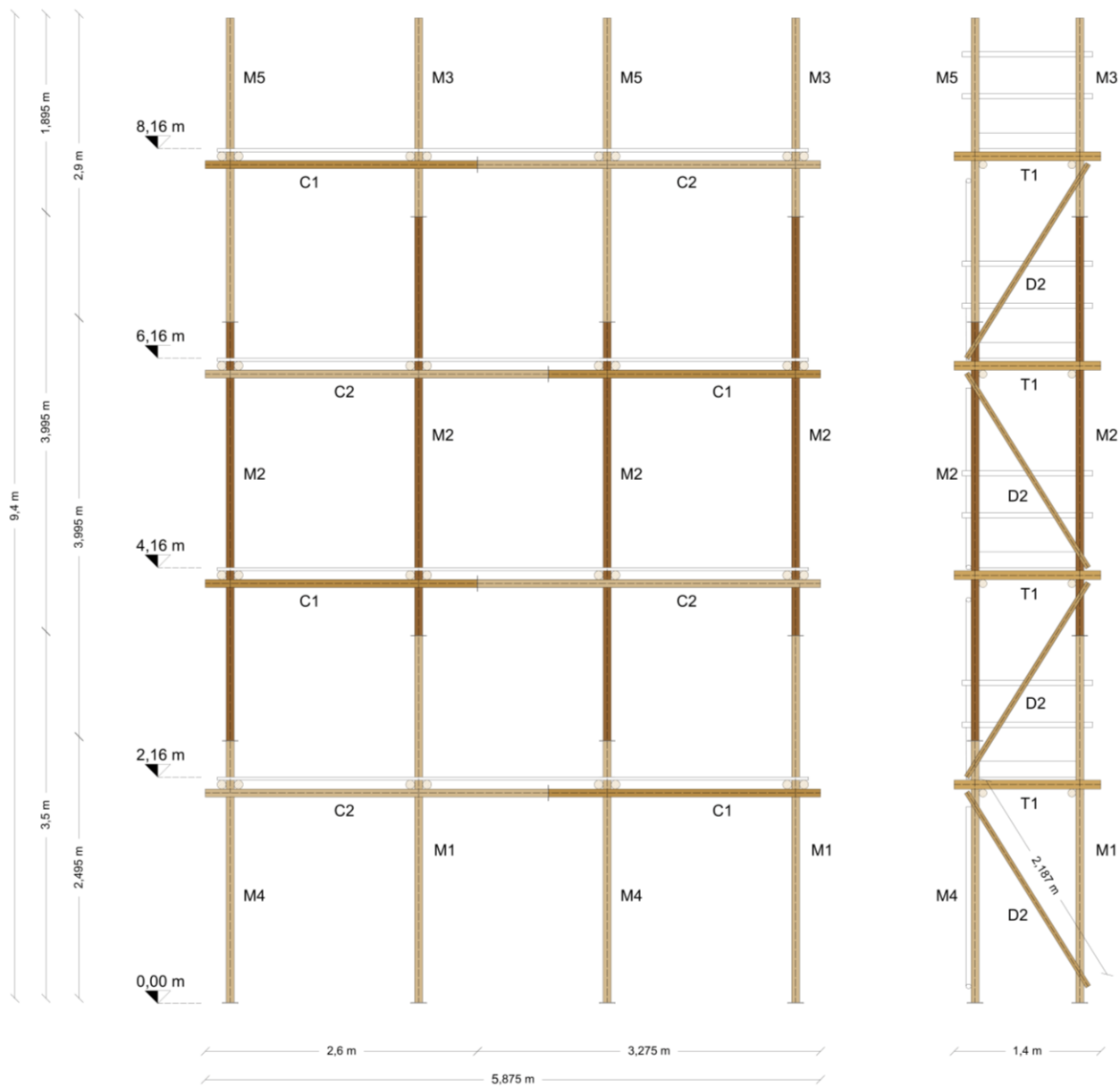


Figura 59: Vista frontale del layer interno e vista laterale destra del modello a tre campate – Ponteggio 1

Nella tabella seguente sono stati riportati il numero e le dimensioni di tutti gli elementi necessari per la realizzazione dello scheletro della struttura:

Tabella 36: Elementi per il Ponteggio 1

Elementi		numero	Lunghezza [m]	D _{min} [mm]	δ _{medio} [mm]
Montanti	M1	4	3,5	75	≅ 8
	M2	8	3,995	75	≅ 8
	M3	4	1,895	75	≅ 8
	M4	4	2,495	75	≅ 8
	M5	4	2,9	75	≅ 8
Correnti	C1	8	2,6	75	≅ 8
	C2	8	3,275	75	≅ 8
Traversi	T1	32	1,4	75	≅ 10
			1,4	85	≅ 9
Diagonali	D1	8	2,643	50	≅ 5
	D2	8	2,187	50	≅ 5

4.2 Ponteggio 2

La seconda struttura analizzata, denominata **Ponteggio 2**, è stata dimensionata considerando degli interassi inferiori rispetto a quelli adottati precedentemente: tenendo sempre in considerazione la possibilità di passaggio o delle attrezzature attraverso il ponteggio, in questo caso è stata considerata la distanza tra due stilate consecutive di $l = 1,50 \text{ m}$. Inoltre, è stata stabilita la distanza tra i montanti interni ed esterni pari a $w = 0,8 \text{ m}$, condizione per la quale viene assegnata alla struttura la classe di larghezza W06 ($0,6 \text{ m} \leq w \leq 0,9 \text{ m}$) che risulta idonea per la tipologia di lavori previsti.

Nella tabella seguente si riportano in sintesi le caratteristiche geometriche adottate per il ponteggio:

Tabella 37: Proprietà geometriche del Ponteggio 2

Caratteristiche geometriche	Lunghezza [m]
Interasse delle stilate l	1,5
Interasse dei montanti i	0,8
Altezza interpiano h_i	2,0
Altezza totale H	9,4

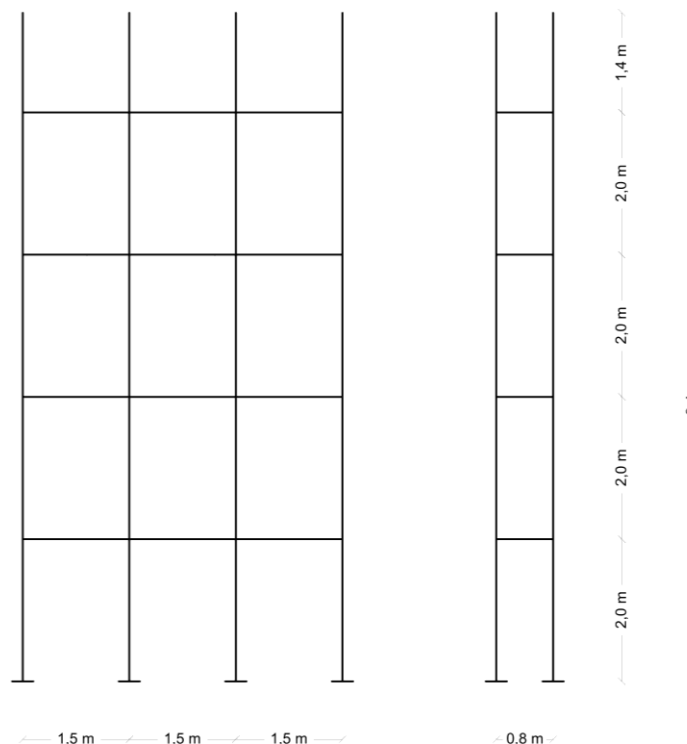


Figura 60: Schema frontale e laterale del Ponteggio 1 – modello a 3 campate

Le dimensioni dei tavolati che realizzano la singola superficie di lavoro rispettano le scelte geometriche adottate e, pertanto, tenendo conto sia della lunghezza dei traversi che dell'interasse tra le stilate, sono state assunte le seguenti proprietà geometriche per i tavolati:

Tabella 38: Dimensioni della superficie di lavoro del Ponteggio 2

Dimensione dei tavolati in legno	Lunghezza [m]	
	Modello a tre campate	Modello a due campate
Larghezza tavolato L_t	0,8	0,8
Lunghezza tavolato l_t	4,5	3,0
Spessore tavolato s	0,03	0,03

Analogamente a quanto visto in §4.1 nella fase di predimensionamento della prima struttura, è stato seguito il flusso dei carichi per valutare l'azione che viene trasmessa dai tavolati ai traversi che, a loro volta, trasferiscono le azioni agli elementi verticali.

Per tenere conto del peso proprio degli elementi in bambù, è stato ipotizzato un culmo di diametro pari a $D = 70 \text{ mm}$, costante su tutta la lunghezza e con spessore di $\delta = 7 \text{ mm}$ (10% di D). Successivamente, in base alle sollecitazioni massime agenti sui vari elementi quali montanti, traversi e correnti, sono state calcolate le aree delle sezioni trasversali minime da adottare per ciascuna categoria e il numero di culmi necessari.

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della sezione adottate per le canne di bambù.

Tabella 39: Proprietà geometriche medie della sezione trasversale dei culmi – Ponteggio 2

Dimensioni della sezione trasversale	Valore [mm]
Diametro D	70 mm
Spessore δ	7 mm
Area sezione A	1385 mm ²

Le aree totali degli elementi appartenenti a un singolo modulo del ponteggio, calcolate sia in direzione parallela che perpendicolare rispetto alla facciata, sono date dalla somma delle proiezioni delle aree dei singoli elementi su un piano ortogonale rispetto alla direzione considerata e valgono:

- Area totale del modulo in direzione parallela rispetto alla facciata A_{\parallel} :

Tabella 20: Area totale A_{\parallel} degli elementi di un singolo modulo – Ponteggio 2

Elemento	Area [m^2]
Montante x2	0,28
Traverso x2	0,11
Fermapiede e materiali depositati	0,32
Tavolato in legno	0,03
Elementi di protezione	0,12
Totale	0,86

- Area totale del modulo in direzione perpendicolare rispetto alla facciata A_{\perp} :

Tabella 21: Area totale A_{\perp} degli elementi di un singolo modulo – Ponteggio 2

Elemento	Area [m^2]
Montante x2	0,28
Corrente x2	0,21
Fermapiede e materiali depositati	0,6
Tavolato in legno	0,05
Elementi di protezione	0,23
Totale	1,37

A partire da questi valori di area totale, sono state calcolate le forze risultanti dell'azione del vento sia in condizioni di servizio che di fuori servizio:

- Forza risultante del vento in direzione parallela alla facciata in condizione di servizio:

$$F_{W\parallel} = c_{s\parallel} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_{i\parallel} \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,2 \cdot 0,83 = 0,216 \text{ kN}$$

- Forza risultante del vento in direzione perpendicolare alla facciata in condizione di servizio:

$$F_{W\perp} = c_{s\perp} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_{i\perp} \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,2 \cdot 1,37 = 0,356 \text{ kN}$$

- Forza risultante del vento in direzione parallela alla facciata in condizione di fuori servizio:

$$F_{W\parallel} = c_{s\parallel} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_{i\parallel} \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,391 \cdot 0,83 = 0,422 \text{ kN}$$

- Forza risultante del vento in direzione perpendicolare alla facciata in condizione di fuori servizio:

$$F_{w\perp} = c_{s\perp} \cdot \sum_i (c_{f,i} \cdot A_{i\perp} \cdot q_i) = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,391 \cdot 1,37 = 0,696 \text{ kN}$$

Il dimensionamento dei singoli componenti è stato eseguito considerando le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo ottenute sia manualmente mediante la risoluzione di schemi statici semplificati, che attraverso calcoli automatici implementati sul software di calcolo *Straus7*.

4.2.1 Predimensionamento degli elementi portanti

4.2.1.1 Traversi

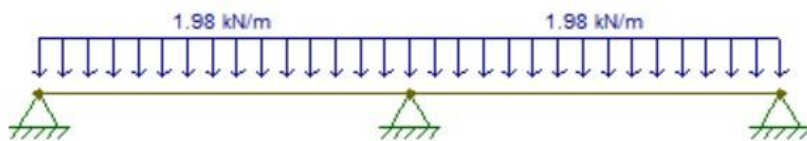
Come per il primo prototipo, il carico lineare uniformemente distribuito sul traverso è stato calcolato a partire dall'azione trasmessa dal tavolato sui vari appoggi sotto le differenti condizioni di carico. Per tale ragione, la singola unità di piattaforma è stata trattata come un elemento monodimensionale ed è stato quindi adottato uno schema statico equivalente di trave su semplici appoggi per valutare la ripartizione del carico sui traversi.

Tra le varie combinazioni di carico, basandosi sui rispettivi rapporti Q_{tav}/C_{DF} , quella che è risultata più gravosa per il dimensionamento dei traversi allo stato limite ultimo è stata la combinazione **SLU1**. Pertanto, è stato considerato un carico uniformemente distribuito sul piano di lavoro pari a $Q_{tav} = 2,48 \text{ kN/m}^2$.

Avendo assunto i piani di lavoro come elementi trave, per passare da un carico per unità di superficie a uno lineare Q_{tav} è stato moltiplicato per la larghezza del pannello $L_t = 0,8 \text{ m}$:

$$q_{tav} = Q_{tav} \cdot L_t = 2,48 \cdot 0,8 = 1,984 \text{ kN/m}$$

Con l'ausilio del software *Ftool* sono state calcolate le massime sollecitazioni agenti sull'impalcato. I due elementi trave sono continui sugli appoggi che sono posti ad una distanza pari all'interasse dei traversi $L_t = 1,50 \text{ m}$:



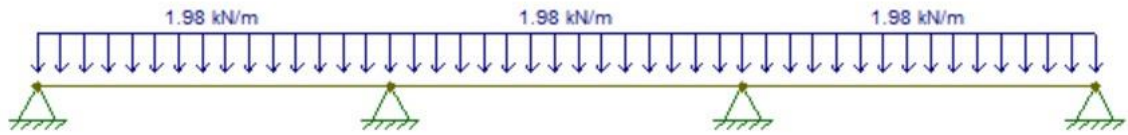


Figura 61: schemi statici equivalenti di trave su tre e quattro appoggi – Ponteggio 2

Ottenendo così la sollecitazione flettente e tagliante per entrambi i casi:

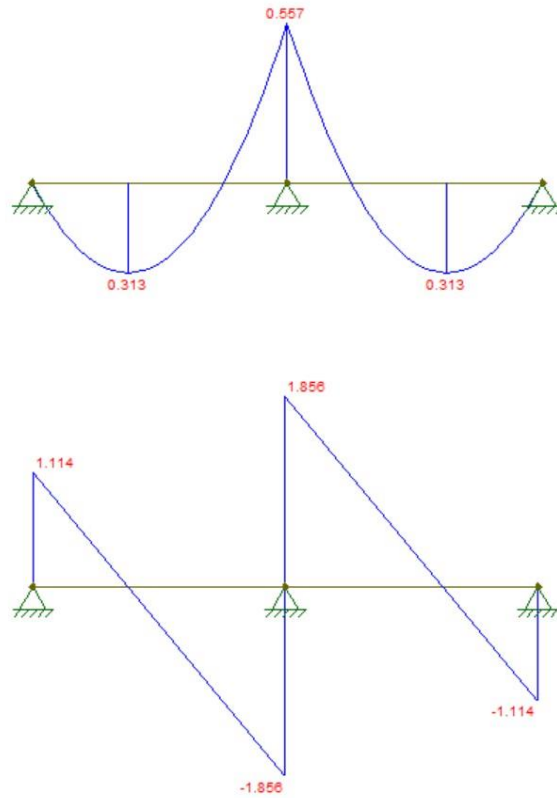
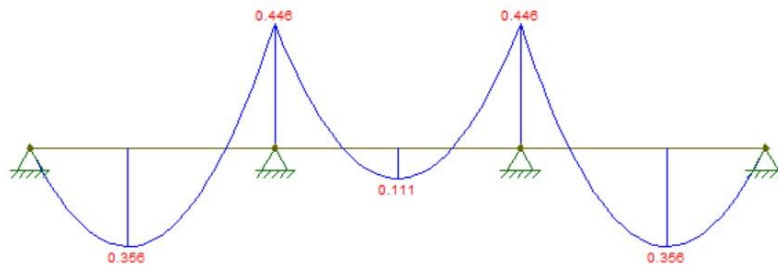


Figura 62: Diagramma del momento e del taglio della trave su tre appoggi – Ponteggio 2



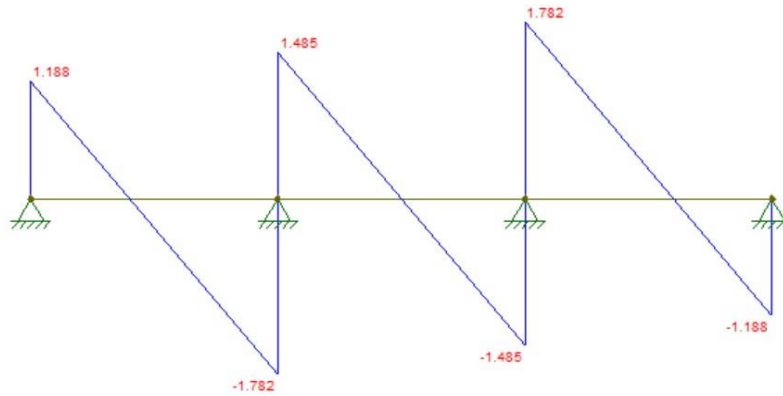


Figura 63: Diagramma del momento e del taglio della trave su quattro appoggi – Ponteggio 2

I traversi posti internamente sono soggetti a carichi maggiori rispetto a quelli più esterni: il dimensionamento degli elementi è stato eseguito a partire dallo sforzo di taglio massima all'appoggio ed è stato adottato un unico diametro sia per i traversi interni che per quelli esterni per poter realizzare una superficie di lavoro piana.

Lo sforzo di taglio massima si ha quando i tavolati vengono disposti in appoggio su tre elementi:

$$V_{max} = 2 \cdot \frac{5}{8} qL_l = 1,25 \cdot 1,984 \cdot 1,5 = 3,72 \text{ kN}$$

Siccome V_{max} corrisponde a un'azione puntuale trasmessa dalla trave all'appoggio, la forza concentrata agente sul traverso è stata distribuita su tutta la lunghezza dell'elemento in bambù così da ottenere un carico lineare uniformemente distribuito:

$$q_v = \frac{V_{max}}{L_t} = \frac{3,72}{0,8} = 4,65 \text{ kN/m}$$

Considerando anche il peso proprio del culmo di bambù, il carico lineare uniformemente distribuito sul traverso in combinazione SLU1 diventa:

$$q_{traverso} = 1,3 \cdot (8,83 \cdot 1385 \cdot 10^{-6}) + 4,65 = 4,67 \text{ kN/m}$$

Risolviendo lo schema di una trave in semplice appoggio con carico uniformemente distribuito sono state ricavate le sollecitazioni massime sia a momento che a taglio agenti sui traversi. Avendo ipotizzato la lunghezza degli elementi di $L_t = 0,8 \text{ m}$ si ottiene:

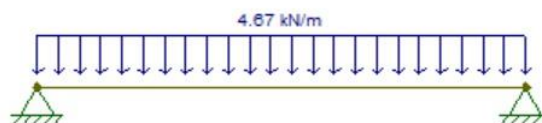


Figura 64: Schema statico equivalente di trave su due appoggi – traverso Ponteggio 2

- Diagramma del momento sul traverso:



Figura 65: Diagramma del momento – traverso Ponteggio 2

$$M_{max} = \frac{qL_t^2}{8} = \frac{4,67 \cdot 0,8^2}{8} = 0,374 \text{ kNm}$$

- Diagramma del taglio sul traverso:

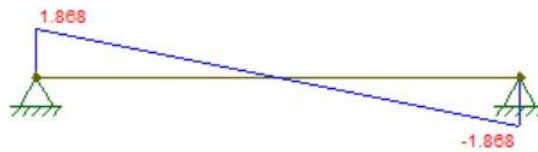


Figura 66: Diagramma del taglio – traverso Ponteggio 2

$$T_{max} = \frac{qL_t}{2} = \frac{4,67 \cdot 0,8}{2} = 1,868 \text{ kN}$$

In questa tipologia strutturale i traversi lavorano principalmente a flessione e per tale motivo è stato calcolato il diametro minimo ammissibile a partire dal momento flettente massimo che si ha in mezzzeria.

La capacità flettente di un elemento in bambù composto da uno o più culmi vale:

$$M_r = f_{md} \cdot \sum_i S_i$$

Con S momento statico: $S = \frac{\pi}{32D} \cdot (D^4 - (D - 2\delta)^4)$ e $f_{md} = 19,247 \text{ MPa}$ considerando la durata di carico breve per la combinazione SLU1.

Per quanto spiegato in §4.1.1.1, è necessario realizzare i traversi utilizzando due culmi che vengono affiancati ai montanti. Ponendo il momento resistente uguale al momento massimo agente $M_r = M_{max}$ e ricordando inoltre di aver assunto lo spessore del culmo pari a $\delta = D/10$, è stato ricavato il diametro minimo D_{min} come segue:

- Diametro minimo per i traversi realizzati con due culmi:

$$D_{min} = \sqrt[3]{\frac{M_{max}}{2 \cdot 0,058 \cdot f_{md}}} = \sqrt[3]{\frac{374000}{2 \cdot 0,058 \cdot 19,247}} = 55,13 \text{ mm} \rightarrow 60 \text{ mm}$$

Nella tabella successiva si riportano i parametri geometrici di partenza della sezione trasversale adottata:

Tabella 40: Dimensioni minime dei traversi – Ponteggio 2

	Numero di culmi	Diametro minimo D_{min} [mm]	Spessore δ [mm]
Traversi	2	60	≈ 6

4.2.1.2 Montanti

Gli elementi sono stati predimensionati a partire dal massimo sforzo assiale registrato mediante un'analisi statica lineare eseguita sul software di calcolo *Straus7*, all'interno del quale sono state implementate tutte le combinazioni di carico allo stato limite ultimo verificabili.

Lo sforzo massimo è stato sempre registrato per la combinazione **SLU4** che può verificarsi quando la struttura è in condizioni di fuori servizio e ha come azione principale l'accumulo della neve q_s sul piano di lavoro posto in sommità, più una sua quota parte $q_{s,30\%}$ sui restanti livelli. Inoltre, in questa combinazione si è tenuto conto anche di ulteriori carichi variabili secondari dovuti all'azione del vento sia in direzione parallela che perpendicolare rispetto alla facciata o l'eventuale presenza di materiali e attrezzature depositate sulla superficie più sfavorevole.

Nell'immagine seguente vengono indicate le zone che risultano minormente e maggiormente sollecitate e viene indicata la porzione di montante soggetta allo sforzo massimo:

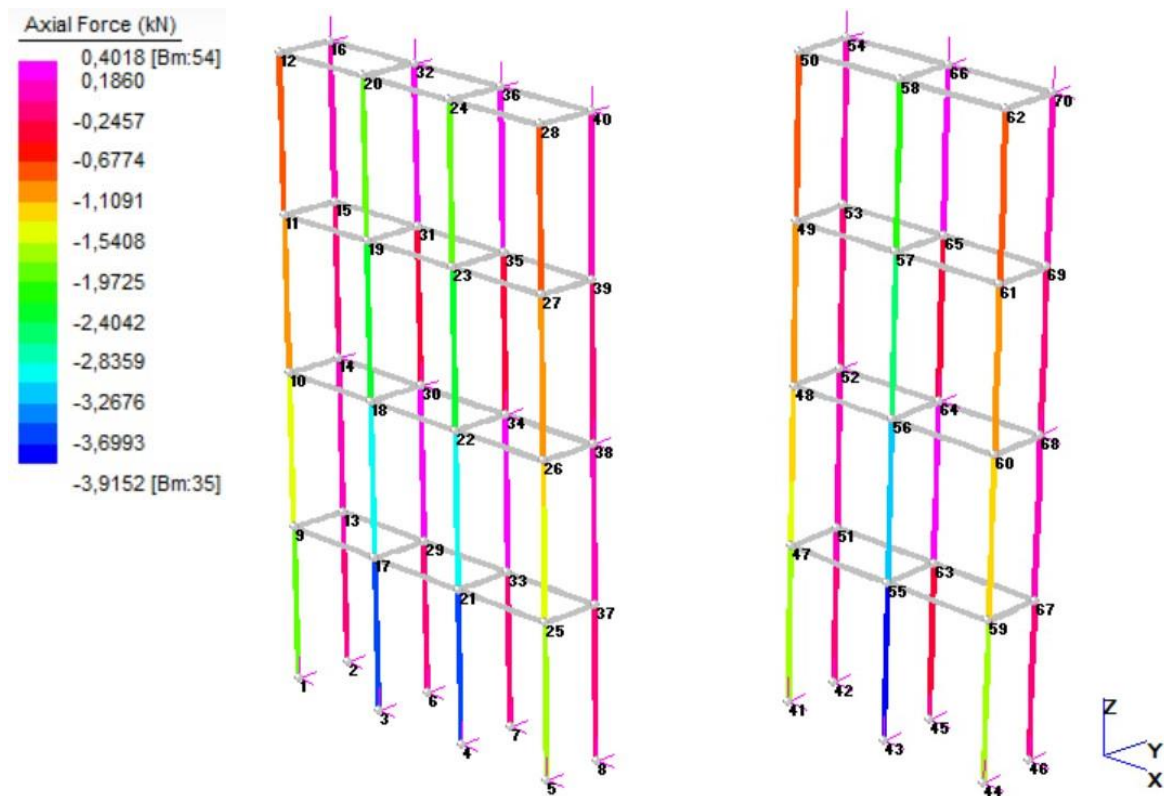


Figura 67: Sforzo assiale sui montanti in combinazione SLU4 – Ponteggio 2

Lo sforzo assiale di compressione massimo si verifica per il caso strutturale a due campate nella porzione di montante alla base che è compresa tra il nodo 43 e il nodo 55 ed è pari a:

$$N_{c,max} = 3,915 \text{ kN}$$

Affinché il culmo resista a tale sforzo deve essere soddisfatta la relazione:

$$N_{c,max} \leq N_{cr}$$

con lo sforzo assiale critico valutato a partire dall'espressione:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}}$$

Dove P_c è stato valutato assumendo la durata del carico breve:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A$$

Con:

- $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione parallela alle fibre di progetto per una durata di carico breve (Tabella 15);

- $A = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - (D - 2\delta)^2)$ in funzione del diametro D e dello spessore δ .

Mentre P_e è stato calcolato assegnando i seguenti valori ai parametri:

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

Dove:

- $n = 1$ è il numero di culmi che costituisce l'elemento;
- $E_d = 12597 \text{ MPa}$ è il modulo di elasticità a compressione di progetto per azioni di breve durata (Tabella 19);
- $I_{min} = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - (D - 2\delta)^4)$ è il momento di inerzia minimo del singolo culmo in funzione del diametro D e dello spessore δ ;
- $C_{bow} = 0,5$ è il coefficiente di riduzione che tiene conto delle imperfezioni iniziali come visto in §4.1.1.2;
- $K = 1,1$ è il coefficiente di lunghezza efficace per elementi vincolati da cerniere con restrizioni laterali (Tabella 32);
- $L = 2000 \text{ mm}$ è la lunghezza dell'elemento;
- $c = 0,8$ è un termine noto.

Il diametro minimo è stato ottenuto ponendo in uguaglianza lo sforzo di compressione massimo con lo sforzo di compressione critico:

$$N_{cr} = N_{c,max}$$

Pertanto, considerando i montanti composti da un unico culmo si ottiene:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}} = 3915 \text{ N}$$

Essendo l'espressione funzione del solo parametro D , il suo valore minimo è stato ottenuto iterativamente affinché fosse soddisfatta l'uguaglianza:

$$D_{min} = 58,1 \text{ mm} \rightarrow 60 \text{ mm}$$

Tabella 41: Dimensioni minime dei montanti – Ponteggio 2

	Numero di culmi	Diametro minimo D_{min} [mm]	Spessore δ [mm]
Montanti	1	60	≈ 6

4.2.1.3 Correnti

Il predimensionamento dei correnti è stato eseguito a partire dallo sforzo di compressione massimo nonostante tali elementi possano essere soggetti sia a stati di trazione che di compressione. I valori di resistenza a compressione parallela risultano inferiori rispetto a quelli di trazione, ma la scelta di predimensionare tali elementi a compressione è dovuta al fatto che la resistenza di progetto sia leggermente inferiore e che nel calcolo vengano anche inclusi i fenomeni legati all'instabilità.

La combinazione di calcolo in cui si ha uno sforzo di compressione maggiore sui correnti è la combinazione **SLU5** in cui è stata considerata l'azione del vento come carico variabile principale nella condizione di fuori servizio, diretta perpendicolarmente rispetto alla facciata e con la presenza della neve come carico variabile secondario.

Nell'immagine seguente vengono indicate le zone che risultano minormente e maggiormente sollecitate e viene indicata la porzione di corrente soggetta allo sforzo massimo:

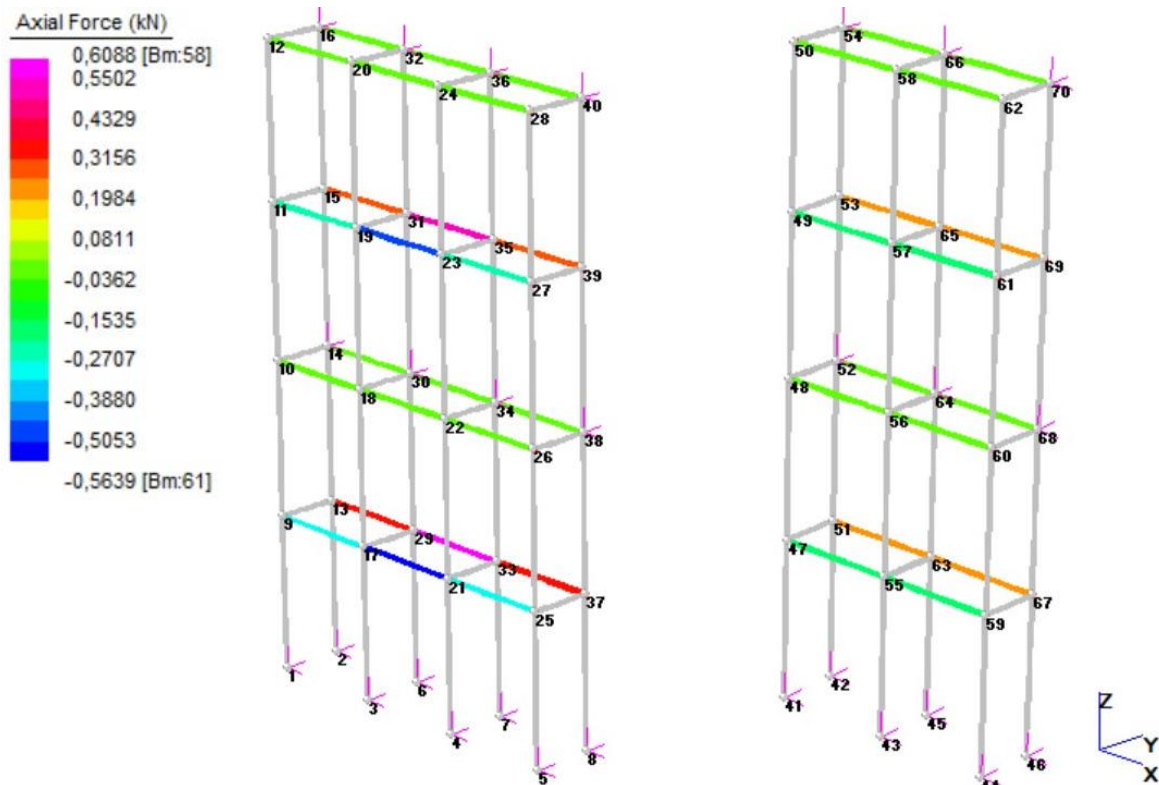


Figura 68: Sforzo assiale sui correnti in combinazione SLU5 – Ponteggio 2

Come si osserva dalla figura precedente, lo sforzo di compressione massimo si ha nella porzione di corrente compreso tra il nodo 17 e il nodo 21 posto sul primo livello di lavoro o tra il nodo 19 e 23 sul terzo livello. Schematizzando la superficie di lavoro del singolo piano come se fosse un elemento trave vincolato sulle due estremità e sul quale agisce un carico perpendicolare (forze risultanti orizzontali del vento), si osserva infatti come il corrente più esterno appartenente a uno dei due piani non vincolati alla facciata risulti compresso (analogo al lembo compresso di una trave inflessa) e quello più interno teso (analogo al lembo teso di una trave inflessa). Lo sforzo di compressione massimo vale:

$$N_{c,max} = 0,564 \text{ kN}$$

Come visto per il caso dei montanti, affinché il culmo possa resistere, lo sforzo di compressione in direzione assiale agente sull'elemento deve risultare inferiore o uguale alla capacità di compressione dell'elemento stesso:

$$N_{c,max} \leq N_{cr}$$

La resistenza a compressione di un singolo componente viene calcolata a partire dalla formula che è funzione dei termini P_c e P_e :

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}}$$

Dove alle espressioni:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

Sono stati assegnati i seguenti valori:

- $f_{c,0,d} = 19,01 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione parallela alle fibre di progetto per una durata di carico istantanea (Tabella 15);
- $A = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - (D - 2\delta)^2)$ in funzione del diametro D e dello spessore δ ;
- $n = 1$ è il numero di culmi che costituisce l'elemento;
- $E_d = 13260 \text{ MPa}$ è il modulo di elasticità a compressione di progetto per azioni di durata istantanea (Tabella 19);

- $I_{min} = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - (D - 2\delta)^4)$ è il momento di inerzia minimo del singolo culmo in funzione del diametro D e dello spessore δ ;
- $C_{bow} = 0,5$ è il coefficiente correttivo legato alle imperfezioni dell'asse del culmo relativo al corrente per il quale è stato considerato un valore limite di b_{max} pari a 15 mm su una lunghezza libera dell'elemento di $1,5 \text{ m}$;
- $K = 1,1$ è il coefficiente di lunghezza efficace per elementi vincolati da cerniere senza alcuna restrizione laterale (Tabella 32);
- $L = 1500 \text{ mm}$ è la lunghezza dell'elemento.

Il diametro minimo D_{min} del culmo è stato quindi calcolato uguagliando lo sforzo assiale massimo agente allo sforzo assiale critico che è funzione delle caratteristiche geometriche dell'elemento.

$$N_{cr} = N_{c,max}$$

Pertanto, considerando i correnti composti da un unico culmo si ottiene:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}} = 564 \text{ N}$$

Essendo l'espressione funzione del solo parametro D , il suo valore minimo è stato ottenuto iterativamente affinché fosse soddisfatta l'uguaglianza:

$$D_{min} = 30,2 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm}$$

Siccome i correnti fungono anche da appoggio ai traversi e sono quindi soggetti a degli sforzi diretti perpendicolarmente rispetto alla fibratura, è stato considerato un diametro minimo di partenza pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$.

Tabella 42: Dimensioni minime dei correnti – Ponteggio 2

	Numero di culmi	Diametro minimo D_{min} [mm]	Spessore δ [mm]
Correnti	1	50	≈ 5

4.2.2 Verifiche SLU degli elementi portanti

Anche in questo caso sono state trattate tutte le verifiche allo stato limite ultimo per ciascun elemento che costituisce la struttura predimensionata. In particolare, si ricorda che lì dove una specifica verifica

non fosse risultata soddisfatta, si è optato per modificare le dimensioni minime della sezione trasversale del culmo e non di aggiungere ulteriori aste.

Come spiegato in §4.1.2, nel caso in cui è stato necessario modificare le dimensioni del culmo in una determinata verifica, per quelle successive è stata direttamente considerata la geometria della nuova sezione minima e non quella adottata in fase di predimensionamento.

4.2.2.1 Traversi

- Verifica a flessione:

La verifica a flessione sui traversi è la stessa vista nel paragrafo §4.2.1.1 in quanto utilizzata per predimensionare gli elementi. Il momento massimo agente si verifica per la combinazione **SLU1** che si ha quando il carico variabile di servizio q_1 risulta attivo e di conseguenza la resistenza è stata calcolata per la durata di carico breve.

$$M_{max} = 0,374 \text{ kNm}$$

Il momento resistente è stato calcolato a partire da:

$$M_r = f_{md} \cdot \sum_i S_i$$

Dove:

- $f_{md} = 19,247 \text{ MPa}$ è la resistenza a flessione di progetto valutata per un'azione di breve durata (Tabella 15);
- $S_i = 12519,88 \text{ mm}^3$ è il momento statico della sezione trasversale del culmo i -esimo considerando il diametro minimo $D_{min} = 60 \text{ mm}$ e uno spessore pari a $\delta \cong 6 \text{ mm}$.

Sostituendo all'interno di M_r e ricordando che il traverso è composto da due culmi di uguale diametro e spessore si ottiene:

$$M_r = f_{md} \cdot \sum_i S_i = 19,247 \cdot (2 \cdot 12519,88) = 0,482 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta poiché:

$$M_r \geq M_{max} \rightarrow 0,482 \text{ kNm} \geq 0,374 \text{ kNm} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a trazione parallela alle fibre:**

I traversi possono presentare degli sforzi di trazione quando la superficie di lavoro è soggetta ad azioni orizzontali come quelle causate dal vento o quelle dovute agli effetti dinamici delle operazioni di manutenzione. In particolare, le sollecitazioni in direzione assiale sui traversi risultano maggiori per tutti quelli la cui estremità appartiene a un nodo che è stato ancorato alla facciata dell'edificio.

Nell'immagine seguente sono rappresentati i traversi, per entrambi i modelli, che risultano minormente e maggiormente sollecitati e da cui è stato estrapolato il valore di trazione massimo:

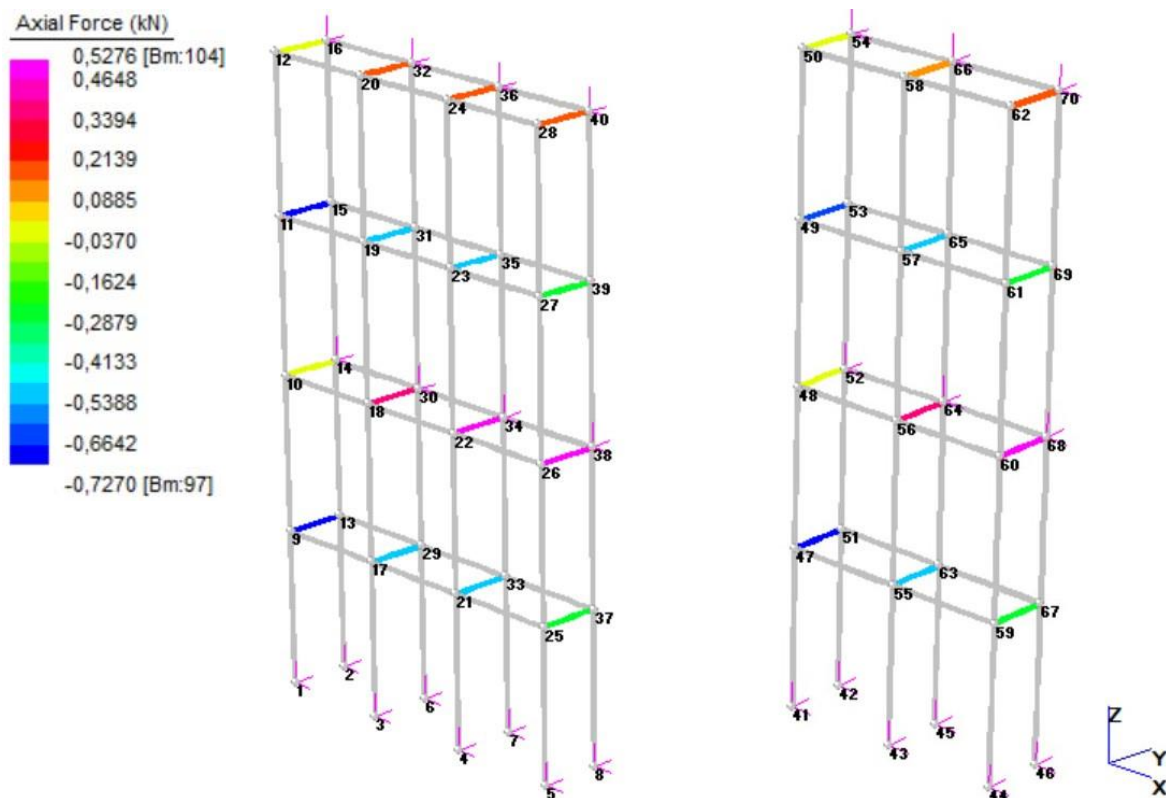


Figura 69: Sforzo assiale sui traversi in combinazione SLU3 – Ponteggio 2

Lo sforzo massimo di trazione in direzione parallela alla fibratura si ha per la combinazione **SLU3** che rappresenta la condizione di fuori servizio con azione variabile del vento principale. Nel dettaglio, si verifica quando la forza risultante del vento è disposta in direzione perpendicolare e in uscita rispetto alla facciata dell'edificio. Per tale ragione, nei calcoli è stato fatto riferimento a una durata di carico istantanea.

Il traverso maggiormente sollecitato è quello disposto tra il nodo 26 e il nodo 38 sul secondo livello di lavoro della struttura a tre campate e ancorato all'edificio. La trazione vale:

$$N_{t,max} = 0,528 \text{ kN}$$

A partire dalla capacità a trazione in direzione parallela alle fibre di progetto $f_{t,0,d}$ e l'area minima della sezione trasversale è possibile calcolare la resistenza a trazione dell'elemento:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min}$$

Dove:

- $n = 2$ è il numero di culmi utilizzato;
- $f_{t,0,d} = 37,64 \text{ MPa}$ è la resistenza a trazione parallela rispetto alla fibratura calcolata per una durata di carico istantanea (Tabella 15);
- $A_{min} = 1017,88 \text{ mm}^2$ è l'area minima del singolo culmo ottenuta considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 60 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 6 \text{ mm}$.

Sostituendo i valori dei parametri all'interno della formula si ottiene:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min} = 2 \cdot 37,64 \cdot 1017,88 = 76,63 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 76,63 \text{ kN} > 0,53 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a compressione parallela alle fibre:**

Analogamente a quanto visto per lo stato di trazione, alcuni traversi possono essere soggetti a uno sforzo assiale di compressione quando la struttura è sottoposta ad azioni orizzontali nella stessa direzione dell'asse degli elementi. La sollecitazione massima è stata registrata per la combinazione **SLU5**:

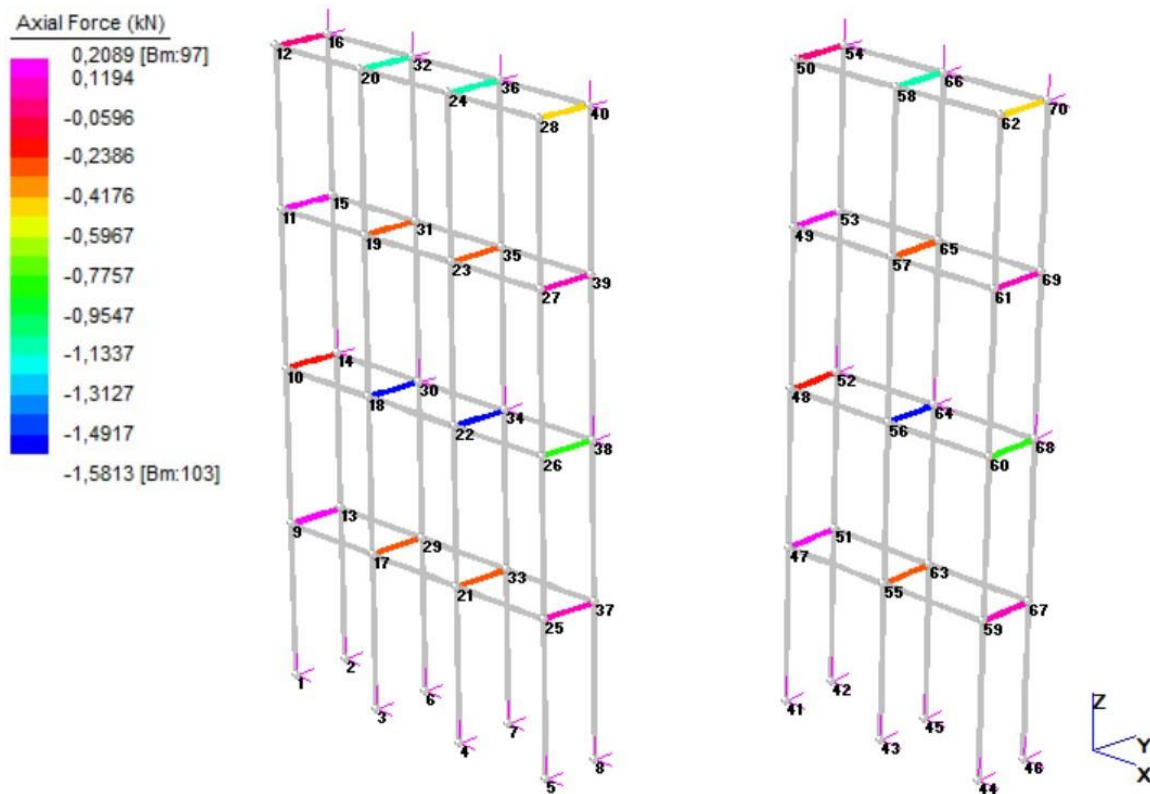


Figura 70: Sforzo assiale sui traversi in combinazione SLU5 – Ponteggio 2

Il traverso maggiormente sollecitato è quello disposto tra il nodo 18 e il nodo 30 sul secondo livello di lavoro della struttura a tre campate e ancorato all'edificio. La compressione massima vale:

$$N_{c,max} = 1,581 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale critico che tiene conto anche dei fenomeni di instabilità è stato ricavato da:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}}$$

Con:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot \sum_i A_i$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

Dove:

- $f_{c,0,d} = 19,01 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione parallela rispetto alla fibratura calcolata per una durata di carico istantanea (Tabella 15);

- $A_i = 1017,88 \text{ mm}^2$ è l'area minima del singolo culmo ottenuta considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 60 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 6 \text{ mm}$;
- $n = 2$ è il numero di culmi utilizzato;
- $E_d = 13260 \text{ MPa}$ è il modulo elastico a compressione di progetto calcolato per una durata di carico istantanea (Tabella 19);
- $I_{min} = 375596,25 \text{ mm}^4$ è il momento di inerzia minimo ottenuto considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 60 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 6 \text{ mm}$;
- $C_{bow} = 0,375$ è il coefficiente di correzione relativo a un elemento di lunghezza $0,8 \text{ m}$ il cui arco massimo in mezzeria è stato posto pari a $b_{max} = 10 \text{ mm}$;
- $K = 1,1$ è il coefficiente di lunghezza efficace che tiene conto del fatto che l'asta presenti delle restrizioni laterali sulle due cerniere alle estremità (Tabella 32);
- $L = 800 \text{ mm}$ è la lunghezza del traverso;
- $c = 0,8$ è un coefficiente noto.

Sostituendo i termini all'interno delle due espressioni precedenti si ottiene:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot (2 \cdot A_i) = 19,01 \cdot (2 \cdot 1017,88) = 38,7 \text{ kN}$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = \frac{2\pi^2 \cdot 13260 \cdot 375596,25 \cdot 0,375}{(1,1 \cdot 800)^2} = 47,61 \text{ kN}$$

Inserendo entrambi i termini all'interno dell'espressione di N_{cr} si ottiene:

$$N_{cr} = 29,31 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 29,31 \text{ kN} > 1,58 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a pressoflessione:**

Come spiegato in §4.1.2.1 per la struttura precedente, in alcune combinazioni di carico i traversi risultano contemporaneamente soggetti a flessione e a sforzo assiale. È stato quindi necessario eseguire una verifica a pressoflessione dei traversi in quanto l'azione combinata della compressione con la flessione possa risultare problematica in termini di resistenza e stabilità.

Secondo la normativa la verifica risulta soddisfatta quando:

$$\frac{N_{c,max}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_{max}}{M_r} \leq 1$$

Con B coefficiente di amplificazione:

$$B = \left[1 - \frac{N_{c,max}}{P_e} \right]^{-1}$$

Lo stato di pressoflessione più critico si ha per la combinazione **SLU1** quando il piano di lavoro risulta attivo ed è contemporaneamente soggetto alle azioni orizzontali indicative degli effetti dinamici che possono presentarsi sull'impalcato.

Considerando l'azione $q_{1,H}$ posta in direzione perpendicolare alla facciata e con verso entrante rispetto all'edificio, si registra uno sforzo di compressione massimo per i traversi posti internamente e con l'estremità vincolata pari a:

$$N_{c,max} = 0,232 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale di compressione critico viene calcolato considerando la durata di carico breve e due culmi di diametro $D = 60 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 6 \text{ mm}$, risulta:

$$P_c = 29,59 \text{ kN}$$

$$P_e = 45,23 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = 24,1 \text{ kN}$$

Il coefficiente B di amplificazione del momento vale quindi:

$$B = \left[1 - \frac{N_{c,max}}{P_e} \right]^{-1} = \left[1 - \frac{0,232}{45,23} \right]^{-1} = 1,0$$

Per quanto riguarda il momento sollecitante massimo e il momento resistente si ha:

$$M_{max} = 0,374 \text{ kNm}$$

$$M_r = 0,482 \text{ kNm}$$

Sostituendo i termini all'interno della formula per la verifica si ottiene:

$$\frac{0,232}{24,1} + 1,0 \cdot \frac{0,374}{0,482} = 0,79 \leq 1 \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a taglio in prossimità del nodo:**

Per i traversi che lavorano principalmente a flessione è importante eseguire anche una verifica a taglio in quanto gli elementi in bambù presentano una scarsa capacità di resistere a questo tipo di

sollecitazione. La verifica è stata condotta per il valore di taglio massimo che si ha nella sezione del traverso in prossimità dell'appoggio ed è stato valutato in base alla combinazione di carico più gravosa.

La combinazione allo stato limite ultimo che porta ad avere un maggiore carico uniformemente distribuito sull'elemento è la combinazione **SLU1**. Considerando che i traversi siano appoggiati sui correnti, per la verifica a taglio è stato utilizzato un valore di sforzo leggermente inferiore in quanto si considera che una porzione di carico, per un tratto del culmo pari a circa il diametro D , venga scaricata direttamente sull'appoggio. Lo sforzo di taglio nella sezione prossima all'appoggio vale:

$$V = 1,6 \text{ kN}$$

Il taglio resistente V_r vale invece:

$$V_r = f_{vd} \cdot \sum_i \frac{3\pi\delta_i D_i^4 - (D_i - 2\delta_i)^4}{8 D_i^3 - (D_i - 2\delta_i)^3}$$

Sostituendo all'interno della formula i valori di $D = 60 \text{ mm}$, $\delta \cong 6 \text{ mm}$ e $f_{v,d} = 1,155$ relativo a una durata di carico breve, si ottiene:

$$V_r = 1,155 \cdot \left(2 \cdot \frac{3\pi \cdot 6}{8} \cdot \frac{60^4 - (60 - 2 \cdot 60)^4}{60^3 - (60 - 2 \cdot 60)^3} \right) = 1,186 \text{ kN}$$

La verifica non risulta soddisfatta in quanto:

$$V_r \geq V \rightarrow 1,19 \text{ kN} > 1,6 \text{ kN} \rightarrow \text{non verificato}$$

Come per il Ponteggio 1, aggiungere ulteriori culmi ai traversi porterebbe ad aumentare l'eccentricità del carico che viene trasmesso dal traverso stesso ai montanti e per evitare l'insorgere di alcune problematiche relative ai fenomeni di instabilità sugli elementi verticali, è stato deciso di modificare il diametro minimo e/o lo spessore del culmo fino al soddisfacimento della verifica.

A questo punto per far sì che la sezione risulti verificata a taglio è possibile seguire due alternative:

- 1) Conservando lo spessore del culmo $\delta = D/10$, per ottenere il diametro minimo, sono stati posti in uguaglianza il taglio resistente e il taglio sollecitante:

$$V_r = V$$

Invertendo la formula di V_r , è stata ottenuta un'espressione per calcolare il diametro minimo da assumere per elementi composti da due culmi di uguale dimensione:

$$D_{min} = \sqrt{\frac{V}{0,2851 \cdot f_{v,d}}}$$

Sostituendo i termini all'interno dell'equazione si ottiene:

$$D_{min} = \sqrt{\frac{1600}{0,2851 \cdot 1,155}} = 69,71 \text{ mm}$$

$$D_{min} = 69,71 \text{ mm} \rightarrow 70 \text{ mm}$$

- 2) In alternativa, è possibile selezionare dei culmi impostando anche un valore minimo ammissibile sullo spessore δ . Considerando per omogeneità un diametro minimo pari a quello dei montanti $D_{min} = 60 \text{ mm}$, affinché la verifica risulti soddisfatta ($V_r = 0,8 \text{ kN}$ per culmo) il culmo deve avere uno spessore minimo pari a:

$$\delta_{min} = 8,4 \text{ mm} \rightarrow 9 \text{ mm}$$

- **Verifica della capacità portante circonferenziale del culmo:**

Viene eseguita una verifica locale sul culmo in prossimità delle fascette della connessione per la quale devono essere soddisfatte entrambe le relazioni:

$$P_{cir} = p_{cir} \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot D \cdot L_{cir} \leq \frac{2 \cdot f_{m,90,d} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3 \cdot D \cdot K_m}$$

$$P_{cir} \leq 0,5 \cdot L_{cir} \cdot \delta \cdot f_{c,0,d}$$

La forza circonferenziale risultante è stata considerata per lo sforzo di taglio massimo che si ha sul singolo traverso e si verifica per la combinazione di carico **SLU1**:

$$V_{max} = \frac{1,6}{2} = 0,8 \text{ kN} = P_{cir}$$

Viene quindi eseguita la verifica considerando:

- I valori di resistenza $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$, $f_{m,90,d} = 5,03 \text{ MPa}$ per la durata di carico breve (Tabella 15);
- Un culmo di diametro $D = 70 \text{ mm}$, spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$;
- La larghezza della fascetta minima $L_{cir} = 10 \text{ mm}$.

$$P_{cir} = 0,8 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 7 \cdot 14,54 = 0,51 \text{ kN} \rightarrow \text{non verificato}$$

Per non aumentare ulteriormente le dimensioni del culmo, viene modificata la larghezza minima della fascetta da utilizzare calcolando il valore minimo ammissibile:

$$L_{cir,min} = \frac{P_{cir}}{0,5 \cdot \delta \cdot f_c} = \frac{800}{0,5 \cdot 7 \cdot 14,54} = 15,7mm \rightarrow 16 mm$$

Adottando quindi un diametro e uno spessore maggiore per il culmo e una larghezza di 16 mm per la fascetta della connessione si ha:

$$P_{cir} = 0,8 kN \leq 0,5 \cdot 16 \cdot 7 \cdot 14,54 = 0,82 kN \rightarrow \textit{verificato}$$

$$P_{cir} = 0,8 kN \leq \frac{2 \cdot 5,03 \cdot 16^2 \cdot 7^2 \cdot \sin\left(\frac{180}{2}\right)}{3 \cdot 70 \cdot 0,5} = 1,2 kN \rightarrow \textit{verificato}$$

4.2.2.2 Montanti

- Verifica a compressione parallela alle fibre:

La verifica a compressione parallela alla fibratura è la stessa vista nel paragrafo §4.2.1.2 in quanto utilizzata per il predimensionamento dei montanti. Lo sforzo di compressione massimo si verifica per la combinazione **SLU4**:

$$N_{c,max} = 3,915 kN$$

Lo sforzo assiale di compressione critico, considerando un culmo di diametro $D = 60 mm$ e spessore $\delta \cong 6 mm$ per una durata di carico breve, vale:

$$P_c = 14,8 kN$$

$$P_e = 4,82 kN$$

$$N_{cr} = 4,44 kN$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 4,44 kN > 3,92 kN \rightarrow \textit{verificato}$$

- Verifica a trazione parallela alle fibre:

Sotto determinate combinazioni di carico, alcune porzioni dei montanti possono anche essere soggette a stati di trazione, specie quando alcuni punti degli elementi risultano vincolati alla facciata mediante

gli ancoraggi. L'azione combinata del carico verticale sul piano di lavoro con quella ribaltante del vento induce a delle trazioni più alte. Come si osserva nell'immagine seguente:

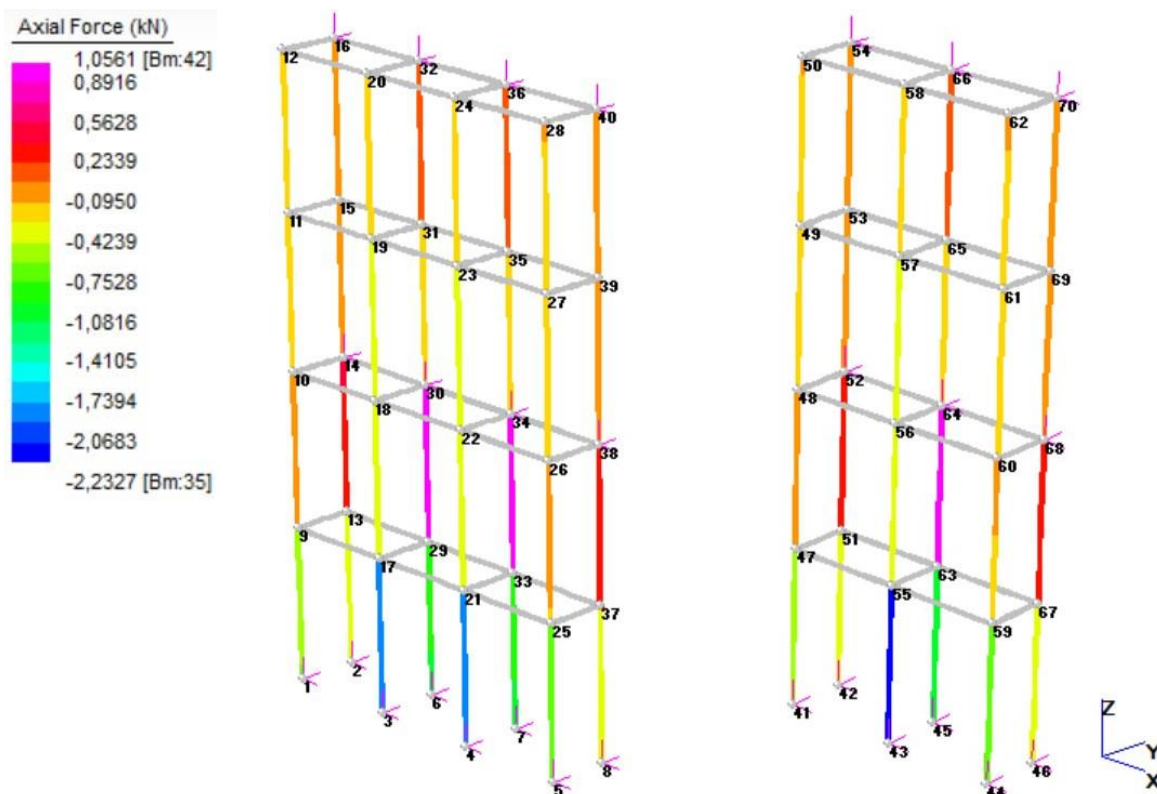


Figura 71: Sforzo assiale sui montanti in combinazione SLU1 – Ponteggio 2

Nel tratto di montante compreso tra il nodo 29 e 30 oppure tra il nodo 33 e 34 per la combinazione **SLU1** in cui risulta attivo il primo piano di lavoro e le forze risultanti di $q_{1,H}$ sono applicate in direzione perpendicolare con verso uscente rispetto alla facciata, si ha una trazione pari a:

$$N_{t,max} = 1,06 \text{ kN}$$

La capacità a trazione di un singolo culmo considerando la durata del carico breve vale:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min} = 1 \cdot 28,78 \cdot 1017,88 = 29,3 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 29,3 \text{ kN} > 1,06 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

- **Verifica a taglio in prossimità del nodo:**

Quando l'impalcatura è soggetta a delle azioni orizzontali aumenta di conseguenza la sollecitazione a taglio sugli elementi verticali. In particolare, si è osservato che il taglio sui montanti è di un ordine di grandezza superiore in tutte le combinazioni di carico in cui risulta attivo il carico $q_{1,H}$ nella condizione di servizio oppure dove è presente l'azione del vento q_v nella condizione di fuori servizio.

Anche per i montanti lo sforzo di taglio può recare problemi in prossimità delle connessioni degli elementi in bambù, soprattutto nei punti in cui nodi risultano ancorati alla facciata.

Lo sforzo di taglio massimo è stato registrato per le combinazioni di carico in cui viene considerata l'azione del vento principale e diretta verso la facciata dell'edificio (**SLU3; SLU5**):

$$V = 0,326 \text{ kN}$$

In questo caso la verifica è stata condotta considerando la durata del carico istantanea e un culmo di diametro $D = 60 \text{ mm}$ e spessore $\delta = 6 \text{ mm}$, per cui, a partire dalla formula:

$$V_r = f_{v,d} \cdot \sum_i \frac{3\pi\delta_i D_i^4 - (D_i - 2\delta_i)^4}{8 D_i^3 - (D_i - 2\delta_i)^3}$$

Si ottiene una resistenza pari a:

$$V_r = 1,511 \cdot \left(\frac{3\pi \cdot 6}{8} \cdot \frac{60^4 - (60 - 2 \cdot 6)^4}{60^3 - (60 - 2 \cdot 6)^3} \right) = 0,78 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$V_r \geq V \rightarrow 0,78 \text{ kN} > 0,33 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica a pressoflessione:**

Le azioni verticali che vengono trasmesse ai montanti non sono centrate sui loro assi in quanto il corrente che viene collegato ad esso attraverso il connettore in acciaio è posto lateralmente. Per tale ragione, è necessario condurre una verifica a pressoflessione in quanto l'asta è soggetta anche a flessione a causa dell'eccentricità della forza verticale risultante.

La verifica viene condotta per la combinazione di carico **SLU1** per la quale si ha un valore alto sia dello sforzo di compressione agente sull'asta che del momento causato dall'eccentricità tra la forza verticale risultante e l'asse del culmo.

Lo sforzo di compressione massimo per la combinazione SLU1 vale:

$$N_{c,max} = 3,265 \text{ kN}$$

Mentre il momento flettente viene calcolato moltiplicando la forza verticale risultante trasmessa dalla connessione ($N = 1,87 \text{ kN}$) per l'eccentricità che è pari alla metà del diametro considerato ($e = D/2 = 30 \text{ mm}$):

$$M_{max} = N \cdot e = 1,87 \cdot 30 = 56,1 \text{ kNmm}$$

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{N_{c,max}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_{max}}{M_r} \leq 1$$

Dove il coefficiente B di amplificazione del momento vale:

$$B = \left[1 - \frac{N_{c,max}}{P_e} \right]^{-1} = \left[1 - \frac{3,265}{4,82} \right]^{-1} = 3,1$$

Sapendo che per un culmo di diametro $D = 60 \text{ mm}$ e $\delta = 6 \text{ mm}$ lo sforzo assiale critico e il momento resistente per la durata di carico breve valgono:

$$N_{cr} = 4,44 \text{ kN}$$

$$M_r = 240,96 \text{ kNmm}$$

Si ottiene:

$$\frac{N_{c,max}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_{max}}{M_r} = \frac{3,27}{4,44} + 3,1 \cdot \frac{56,1}{240,96} = 1,46 \leq 1 \rightarrow \text{non verificato}$$

Aumentando le dimensioni minime del culmo e impostando un diametro $D = 65 \text{ mm}$ e uno spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$, viene eseguita nuovamente la verifica:

$$B = \left[1 - \frac{N_{c,max}}{P_e} \right]^{-1} = \left[1 - \frac{3,265}{6,64} \right]^{-1} = 1,97$$

$$N_{cr} = 6,01 \text{ kN}$$

Ricalcolando anche il M_{max} data la nuova eccentricità ($e = D/2 = 32,5 \text{ mm}$):

$$M_{max} = N \cdot e = 1,87 \cdot 32,5 = 60,78 \text{ kNmm}$$

$$M_r = 306,36 \text{ kNmm}$$

$$\frac{N_{c,max}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_{max}}{M_r} = \frac{3,27}{6,01} + 1,97 \cdot \frac{60,78}{306,36} = 0,93 \leq 1 \rightarrow \text{verificato}$$

Pertanto, il diametro minimo adottato per i montanti è stato modificato rispetto alla fase di predimensionamento:

$$D_{min} = 60 \text{ mm} \rightarrow 65 \text{ mm}$$

- **Verifica della capacità portante circonferenziale del culmo:**

Analogamente a quanto visto precedentemente per i traversi, viene eseguita una verifica locale sul culmo in prossimità delle fascette della connessione per la quale devono essere soddisfatte entrambe le relazioni:

$$P_{cir} = p_{cir} \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot D \cdot L_{cir} \leq \frac{2 \cdot f_{m,90,d} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3 \cdot D \cdot K_m}$$

$$P_{cir} \leq 0,5 \cdot L_{cir} \cdot \delta \cdot f_{c,0,d}$$

Dove si considera:

- P_{cir} è la forza circonferenziale risultante;
- $f_{m,90,d}$ è la resistenza di progetto a flessione perpendicolare;
- f_c è la resistenza a compressione parallela alle fibre di progetto;
- $\beta = 180^\circ$ è l'angolo valutato dal centro del culmo che considera l'arco di circonferenza coinvolto dalla pressione (relativo all'utilizzo delle fascette);
- L_{cir} è la porzione di culmo su cui è applicata la pressione;
- $D = 65 \text{ mm}$ è il diametro del culmo;
- $\delta \cong 7 \text{ mm}$ è lo spessore del culmo;
- $K_m = 0,5$ è il coefficiente di amplificazione della pressione che dipende dall'angolo β .

La forza circonferenziale risultante P_{cir} equivale allo sforzo di taglio massimo agente sul montante. Quest'ultimo è dato dalla somma di due contributi: il primo derivante dalle azioni orizzontali agenti sulla struttura, il secondo dall'eccentricità dello sforzo assiale che viene introdotto sul montante attraverso il connettore.

Lo sforzo di taglio massimo dovuto a delle azioni istantanee si ha per la combinazione **SLU5** e vale:

$$V = 0,326 \text{ kN}$$

$$M_{max} = N \cdot e = 1,15 \cdot 32,5 = 0,037 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = V + \frac{M_{max}}{L} = 0,326 + \frac{0,037}{2} = 0,345 \text{ kN} = P_{cir}$$

Viene quindi eseguita la verifica considerando:

- I valori di resistenza $f_{c,0,d} = 19,01 \text{ MPa}$, $f_{m,90,d} = 6,58 \text{ MPa}$ per la durata di carico istantanea (Tabella 15);

- Un culmo di diametro $D = 65 \text{ mm}$, spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$;
- La larghezza della fascetta minima $L_{cir} = 10 \text{ mm}$.

$$P_{cir} = 0,35 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 7 \cdot 19,01 = 0,67 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

$$P_{cir} = 0,35 \text{ kN} \leq \frac{2 \cdot 6,58 \cdot 10^2 \cdot 7^2 \cdot \sin\left(\frac{180}{2}\right)}{3 \cdot 65 \cdot 0,5} = 0,66 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- **Verifica della capacità portante dell'estremità del culmo:**

Questa ulteriore verifica viene eseguita esclusivamente per i montanti essendo gli unici elementi la cui sezione trasversale è direttamente appoggiata alla base della struttura o tramite una connessione montante-montante. Nello specifico, si verifica che l'estremità del culmo sia in grado di resistere a un carico di punta uniformemente distribuito sulla sua sezione attraverso la relazione:

$$P_b = C_{EB} \cdot f_c \cdot A$$

Dove:

- f_c è la resistenza a compressione parallela alle fibre di progetto;
- A è l'area della sezione trasversale del culmo;
- C_{EB} è un coefficiente riduttivo che tiene conto della forma della sezione trasversale del culmo all'appoggio. Se la sezione è piana allora può essere assunto pari a 0,8, se invece la sezione è intagliata come per le connessioni a "bocca di pesce" allora deve essere posto pari a 0,4.

Inoltre, va specificato che questa relazione è valida solo per culmi non riempiti da altri materiali.

La verifica viene eseguita per la combinazione **SLU4** in prossimità dell'appoggio alla base in quanto l'estremità del culmo è soggetta a delle reazioni vincolari maggiori. La resistenza P_b , considerando la durata del carico breve ($f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$) e un culmo di diametro $D = 65 \text{ mm}$, spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$ con sezione trasversale piana, vale:

$$P_b = C_{EB} \cdot f_c \cdot A = 0,8 \cdot 14,54 \cdot 1194,59 = 13,9 \text{ kN}$$

La reazione vincolare massima all'appoggio vale:

$$F_z = 3,92 \text{ kN}$$

Pertanto, la verifica risulta soddisfatta:

$$F_z \leq P_b \rightarrow 3,92 \text{ kN} \leq 13,9 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

4.2.2.3 Correnti

- Verifica a compressione parallela alle fibre:

La verifica a compressione parallela alla fibratura è la stessa vista nel paragrafo §4.2.1.3 in quanto utilizzata per il predimensionamento dei correnti. Lo sforzo di compressione massimo si verifica per la combinazione **SLU5**:

$$N_{c,max} = 0,564 \text{ kN}$$

Mentre lo sforzo assiale di compressione critico per un culmo avente $D = 50 \text{ mm}$ e $\delta = 5 \text{ mm}$ vale:

$$P_c = 13,44 \text{ kN}$$

$$P_e = 4,35 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = 4,01 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 4,01 \text{ kN} > 0,56 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

- Verifica a trazione parallela alle fibre:

Anche i correnti in base all'orientamento delle azioni orizzontali di alcune combinazioni di carico possono essere soggetti a degli sforzi assiali di trazione diretti parallelamente rispetto alle fibre. Valori più alti di trazione si hanno quando il vento agisce in direzione perpendicolare rispetto alla facciata, sebbene si parli comunque di valori relativamente bassi considerando che i culmi hanno una buona capacità di resistenza a trazione parallela alle fibre.

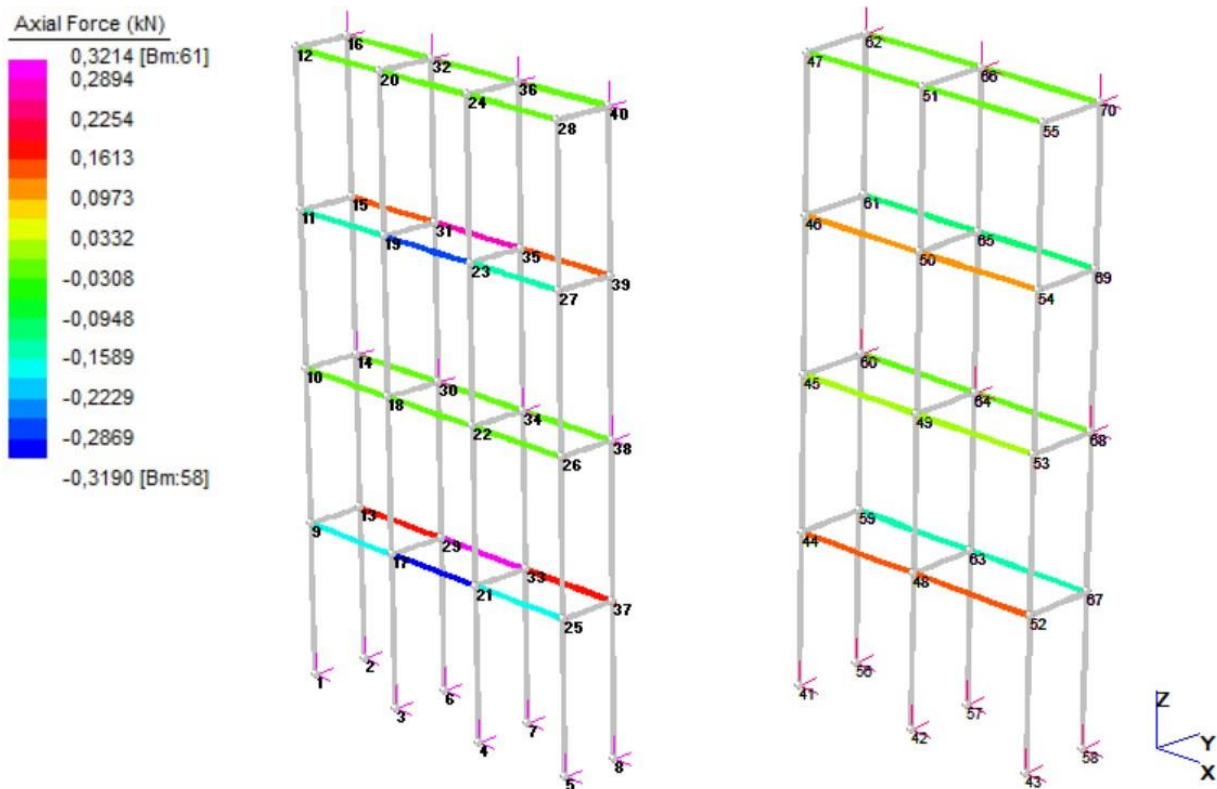


Figura 72: Sforzo assiale sui correnti in combinazione SLU3 – Ponteggio 2

Per la combinazione **SLU3** che ha come unica azione variabile quella del vento, si registra uno sforzo assiale di trazione massimo sul tratto di corrente compreso tra il nodo 29 e il nodo 33 o tra il nodo 31 e il nodo 35 che vale:

$$N_{t,max} = 0,32 \text{ kN}$$

La capacità a trazione di un singolo culmo, considerando la durata del carico istantanea e un culmo di diametro $D = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta = 5 \text{ mm}$, vale:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min} = 1 \cdot 37,64 \cdot 706,86 = 26,61 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 26,61 \text{ kN} > 0,32 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

- **Verifica della capacità portante circonferenziale del culmo:**

Analogamente a quanto visto precedentemente, viene eseguita una verifica locale sul culmo in prossimità delle fascette della connessione per la quale devono essere soddisfatte entrambe le relazioni:

$$P_{cir} = p_{cir} \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot D \cdot L_{cir} \leq \frac{2 \cdot f_{m,90,d} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3 \cdot D \cdot K_m}$$

$$P_{cir} \leq 0,5 \cdot L_{cir} \cdot \delta \cdot f_{c,0,d}$$

La forza circonferenziale risultante è stata considerata per lo sforzo di taglio massimo che si ha in prossimità dell'appoggio trasverso-corrente e si verifica per la combinazione di carico **SLU1**:

$$V_{max} = 0,94 \text{ kN} = P_{cir}$$

Viene quindi eseguita la verifica considerando:

- I valori di resistenza $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$, $f_{m,90,d} = 5,03 \text{ MPa}$ per la durata di carico breve (Tabella 15);
- Un culmo di diametro $D = 50 \text{ mm}$, spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$;
- La larghezza della fascetta minima $L_{cir} = 10 \text{ mm}$.

$$P_{cir} = 0,94 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 5 \cdot 14,54 = 0,36 \text{ kN} \rightarrow \text{non verificato}$$

Per il soddisfacimento della verifica, in primo luogo si è deciso di aumentare le dimensioni del culmo adottando un diametro $D = 65 \text{ mm}$ e uno spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$ in modo da omogeneizzare tutti gli elementi che compongono l'impalcatura. Eseguendo nuovamente la verifica:

$$P_{cir} = 0,94 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 10 \cdot 7 \cdot 14,54 = 0,51 \text{ kN} \rightarrow \text{non verificato}$$

Non essendo sufficiente, viene modificata anche la larghezza minima della fascetta da utilizzare calcolando il valore minimo ammissibile:

$$L_{cir,min} = \frac{P_{cir}}{0,5 \cdot \delta \cdot f_c} = \frac{940}{0,5 \cdot 7 \cdot 14,54} = 18,47 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ mm}$$

Adottando quindi un diametro e uno spessore maggiore per il culmo e una larghezza di 20 mm per la fascetta della connessione si ha:

$$P_{cir} = 0,94 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 20 \cdot 7 \cdot 14,54 = 1,02 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

$$P_{cir} = 0,94 \text{ kN} \leq \frac{2 \cdot 5,03 \cdot 20^2 \cdot 7^2 \cdot \sin\left(\frac{180}{2}\right)}{3 \cdot 65 \cdot 0,5} = 2,02 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

4.2.3 Verifiche di deformabilità degli elementi portanti

Secondo quanto spiegato in §4.1.3 per il primo prototipo di ponteggio, si riportano di seguito le verifiche di deformabilità sui singoli elementi e sull'intera struttura.

4.2.3.1 Traversi

I traversi sono gli unici elementi della struttura che lavorano principalmente a flessione. Considerando gli elementi come delle travi in semplice appoggio con un carico di linea uniformemente distribuito, la freccia massima si ha in mezzeria e vale:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL_t^4}{EI}$$

Il carico q massimo si ha per la combinazione **SLE1** relativa a una durata di carico breve:

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_1$$

Sostituendo all'interno dell'espressione i termini G_1 , G_2 e Q_1 che agiscono in direzione verticale rispetto al piano, il carico uniformemente distribuito sulla superficie di lavoro vale:

$$Q_{tav} = 0,18 + 1,5 = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

Assumendo i piani di lavoro come elementi trave, per passare da un carico di superficie a uno lineare è stato moltiplicato Q_{tav} per la larghezza del pannello $L_t = 0,8 \text{ m}$:

$$q_{tav} = Q_{tav} \cdot L_t = 1,68 \cdot 0,8 = 1,35 \text{ kN/m}$$

Con l'ausilio del software *Ftool* sono state calcolate le massime sollecitazioni agenti sull'impalcato: per entrambi gli schemi, gli elementi trave sono stati considerati continui sui vari appoggi, posti ad una distanza pari all'interasse dei traversi $L_t = 1,50 \text{ m}$:

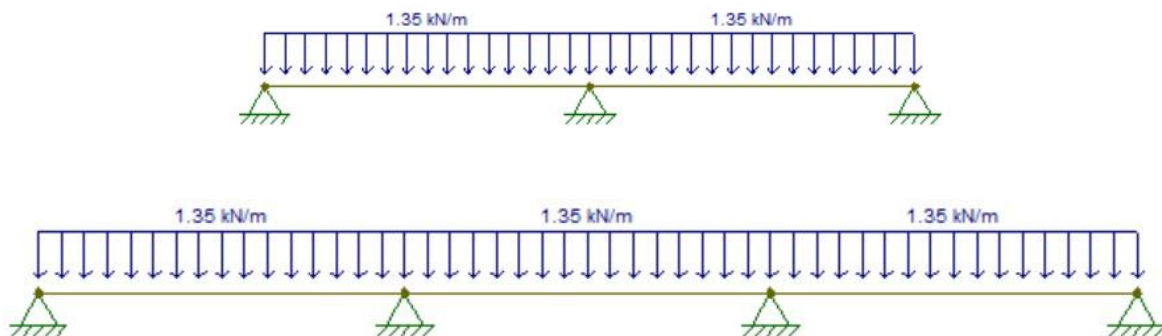


Figura 73: Schemi statici equivalenti di trave su tre e quattro appoggi – Ponteggio 2

Ottenendo così la sollecitazione flettente e tagliante per entrambi i casi:

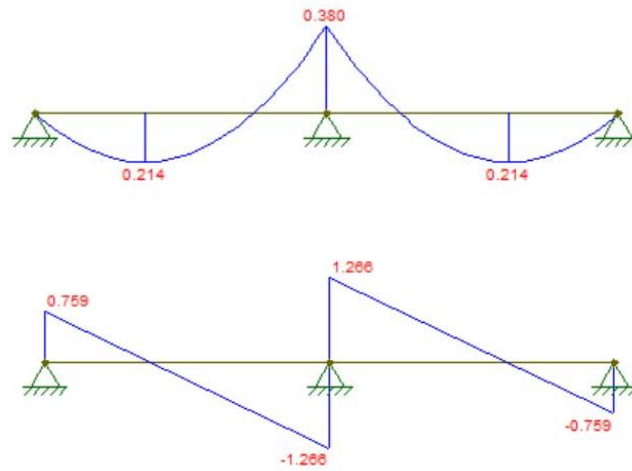


Figura 74: Diagramma del momento e del taglio per la trave su tre appoggi – Ponteggio 2

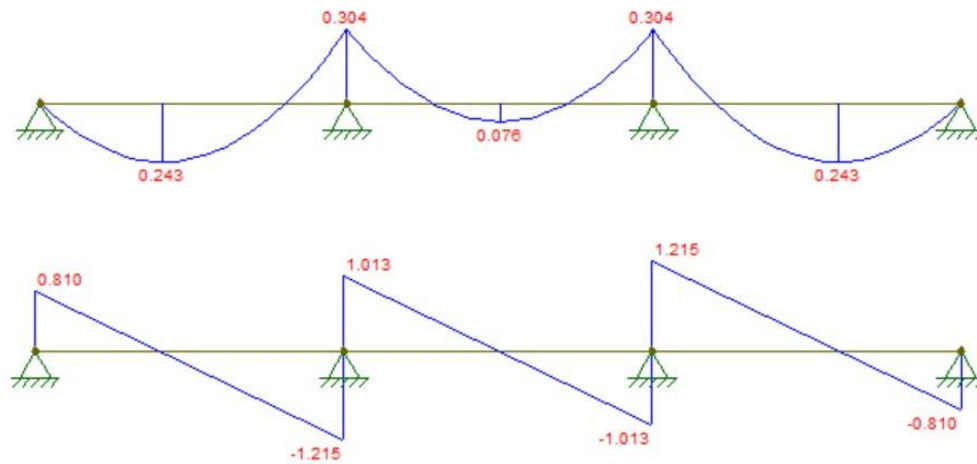


Figura 75: Diagramma del momento e taglio per la trave su quattro appoggi – Ponteggio 2

Lo sforzo di taglio massima si ha quando i tavolati vengono disposti in appoggio su tre elementi:

$$V_{max} = 2 \cdot \frac{5}{8} q L_t = 1,25 \cdot 1,35 \cdot 1,5 = 2,53 \text{ kN}$$

Siccome V_{max} corrisponde a un'azione puntuale trasmessa dalla trave all'appoggio, la forza concentrata agente sul traverso è stata distribuita su tutta la lunghezza dell'elemento in bambù così da ottenere un carico lineare uniformemente distribuito:

$$q_v = \frac{V_{max}}{L_t} = \frac{2,53}{0,8} = 3,16 \text{ kN/m}$$

Considerando anche il peso proprio del culmo di bambù, il carico lineare totale agente sul traverso in combinazione SLE1 diventa:

$$q_{traverso} = (8,83 \cdot 1385 \cdot 10^{-6}) + 3,16 = 3,17 \text{ kN/m}$$

Con la lunghezza degli elementi di $L_t = 0,8 \text{ m}$ si ottiene il seguente schema:

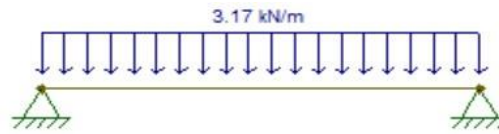


Figura 76: Schema statico equivalente di trave su due appoggi – traverso Ponteggio 2

Avendo utilizzato due culmi per la realizzazione dei traversi ($n = 2$), per il calcolo della freccia si considera la metà del carico lineare distribuito sull'elemento trave:

$$q = \frac{q_{\text{traverso}}}{n} = \frac{3,17}{2} = 1,59 \text{ kN}$$

Si procede con il calcolo della rigidezza EI relativa a una durata di carico breve. In primo luogo, è stato calcolato il coefficiente correttivo del modulo elastico C_V :

$$C_V = 0,5 + 0,05 \cdot \frac{a}{D} = 0,5 + 0,05 \cdot \frac{400}{70} = 0,79$$

Dove:

- $a = 400 \text{ mm}$ è la porzione del traverso su cui agisce il taglio, pari a metà della sua lunghezza totale;
- $D = 70 \text{ mm}$ è il diametro del culmo utilizzato.

Pertanto, la rigidezza flessionale corretta del singolo traverso vale:

$$EI = E_d \cdot I \cdot C_V = 12350 \cdot 695828,43 \cdot 0,79 = 6,79 \text{ kNm}^2$$

Dove:

- $E_{m,0,d} = 12350 \text{ MPa}$ è il modulo elastico a flessione di progetto per azioni di breve durata (Tabella 19);
- $I = 695828,43 \text{ mm}^4$ è il momento di inerzia di un culmo di diametro $D = 70 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 7 \text{ mm}$.

La freccia massima vale quindi:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL_t^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,59 \cdot 0,8^4}{6,79} = 1,25 \text{ mm}$$

Affinché la verifica sia soddisfatta bisogna rispettare la seguente relazione:

$$f \leq \frac{L_t}{300} \rightarrow 1,25 \text{ mm} \leq 2,67 \text{ mm} \rightarrow \text{verificato}$$

4.2.4 Sistema di controventamento

Per il controventamento del secondo prototipo di ponteggio è stato direttamente adottato il secondo schema tra i due visti per la struttura precedente essendo l'unico funzionale in entrambe le direzioni. Pertanto, sono stati inseriti dei culmi di bambù in diagonale sui vari portali sia in direzione parallela che in quella trasversale rispetto alla facciata dell'edificio, come illustrato nelle immagini seguenti.

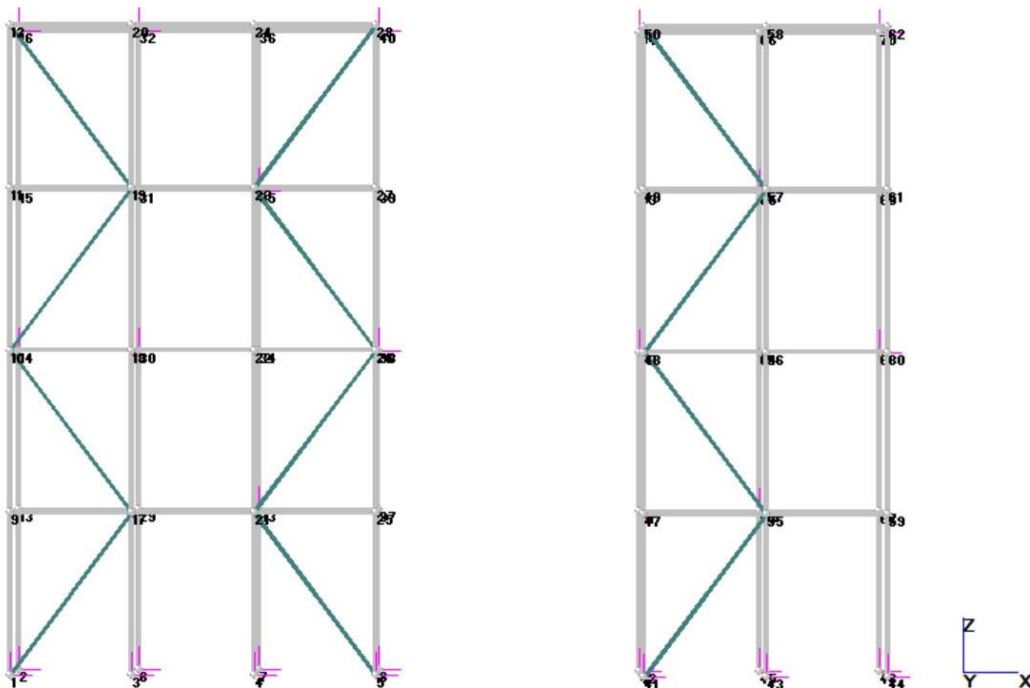


Figura 77: Sistema di controventamento del layer esterno – Ponteggio 2

Anche in questo caso, per i culmi di bambù che compongono l'intero sistema di controventamento è stato ipotizzato un diametro minimo pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$. Inoltre, è stato modificato lo schema di ancoraggio del ponteggio alla facciata dell'edificio in modo da limitare gli spostamenti orizzontali della struttura, specie quelli relativi al layer interno che non presenta elementi di controventamento in direzione x.

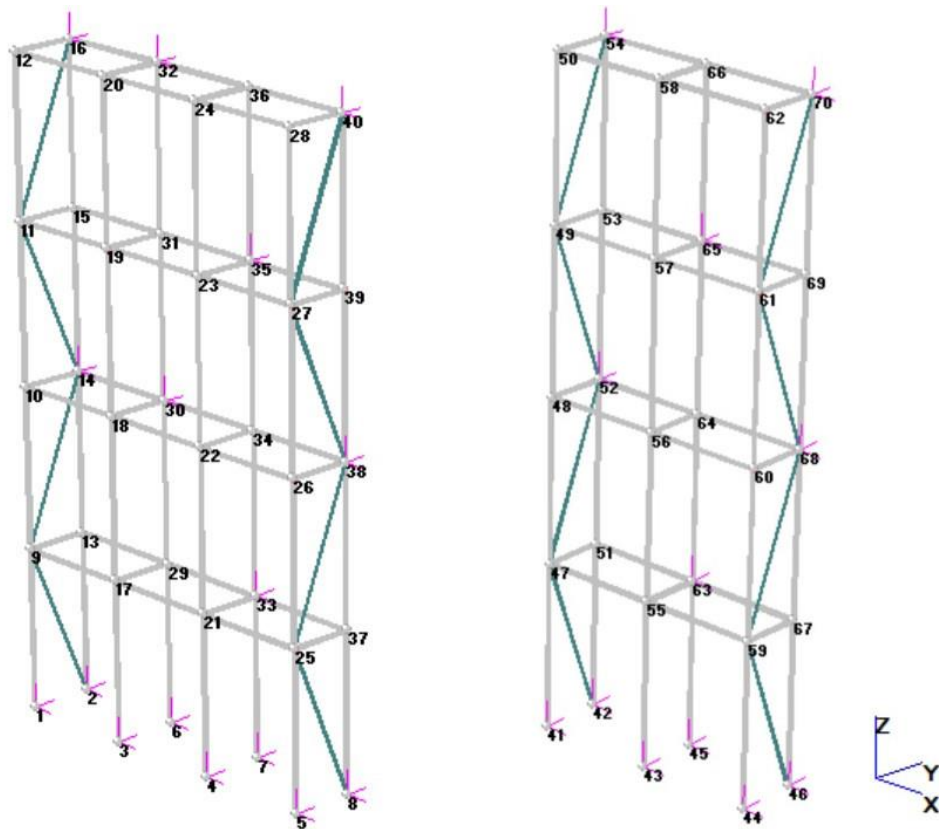


Figura 78: Sistema di controventamento laterale – Ponteggio 2

4.2.4.1 Dimensionamento e verifiche SLU

- Verifica a compressione parallela alle fibre:

È stata condotta una verifica a compressione parallela alle fibre sia per i diagonali posti lungo le facciate principali dell'impalcatura che su quelli posti sulle due stilate all'estremità essendo caratterizzati da lunghezze differenti.

Per quanto riguarda i diagonali sulle superfici interna ed esterna del ponteggio, lo sforzo assiale massimo di compressione è stato registrato per la combinazione **SLU1** in cui è stato considerato attivo l'ultimo piano di lavoro e le forze orizzontali statiche degli effetti dinamici dovute ai lavori agiscono in direzione parallela rispetto alla facciata dell'edificio.

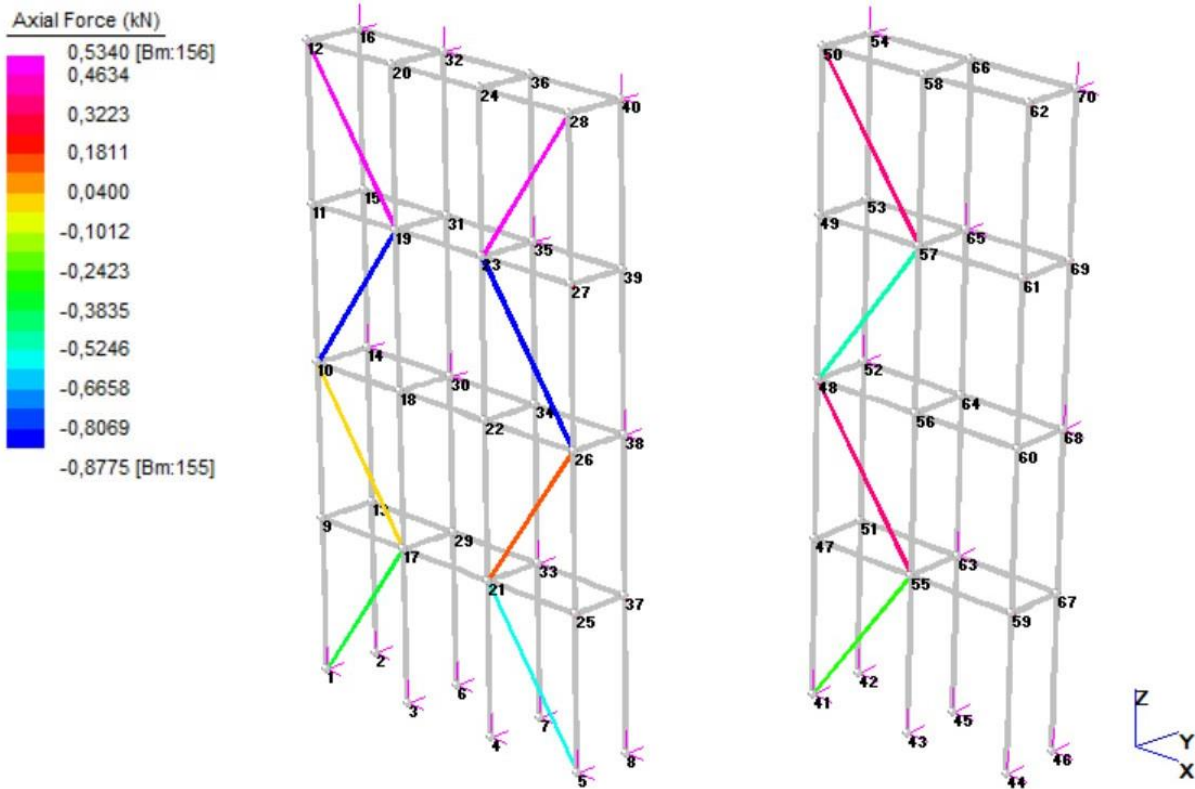


Figura 79: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLUI – Dir.x Ponteggio 2

Il diagonale più sollecitato è quello posto tra il nodo 23 e il nodo 26. La verifica è stata condotta considerando la durata delle azioni breve, la lunghezza del culmo pari a $L_d = 2,5 \text{ m}$ e assumendo la sezione trasversale con diametro $D = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$.

$$N_{c,max} = 0,88 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale critico che tiene conto anche dei fenomeni di instabilità è stato ricavato dalle espressioni:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c P_e}{c}}$$

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot \sum_i A_i$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

Dove:

- $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione parallela rispetto alla fibratura calcolata per una durata di carico breve (Tabella 15);

- $A_i = 706,86 \text{ mm}^2$ è l'area minima del singolo culmo ottenuta considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$;
- $n = 1$ è il numero di culmi utilizzato;
- $E_d = 12597 \text{ MPa}$ è il modulo elastico a compressione di progetto calcolato per una durata di carico breve (Tabella 19);
- $I_{min} = 181132,45 \text{ mm}^4$ è il momento di inerzia minimo ottenuto considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$;
- $C_{bow} = 0,6$ è il coefficiente di correzione relativo a un elemento di lunghezza $2,5 \text{ m}$ il cui arco massimo in mezzeria è stato posto pari a $b_{max} = 20 \text{ mm}$;
- $K = 1,1$ è il coefficiente di lunghezza efficace che tiene conto del fatto che l'asta presenti delle restrizioni laterali sulle due cerniere alle estremità;
- $L = 2500 \text{ mm}$ è la lunghezza del diagonale
- $c = 0,8$ è un coefficiente noto.

Sostituendo i termini all'interno delle due espressioni precedenti si ottiene:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A_i = 14,54 \cdot 706,86 = 10,28 \text{ kN}$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 12597 \cdot 181132,45 \cdot 0,6}{(1,1 \cdot 2500)^2} = 1,79 \text{ kN}$$

Inserendo entrambi i termini all'interno dell'espressione di N_{cr} si ottiene:

$$N_{cr} = 1,72 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 1,72 \text{ kN} > 0,88 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

Per i diagonali posti sui portali laterali del ponteggio, lo sforzo assiale massimo di compressione per un'azione di breve durata si verifica in combinazione **SLU4** in cui, oltre al carico variabile principale della neve, è stata considerata anche l'azione del vento in direzione perpendicolare e con verso entrante rispetto alla facciata dell'edificio.

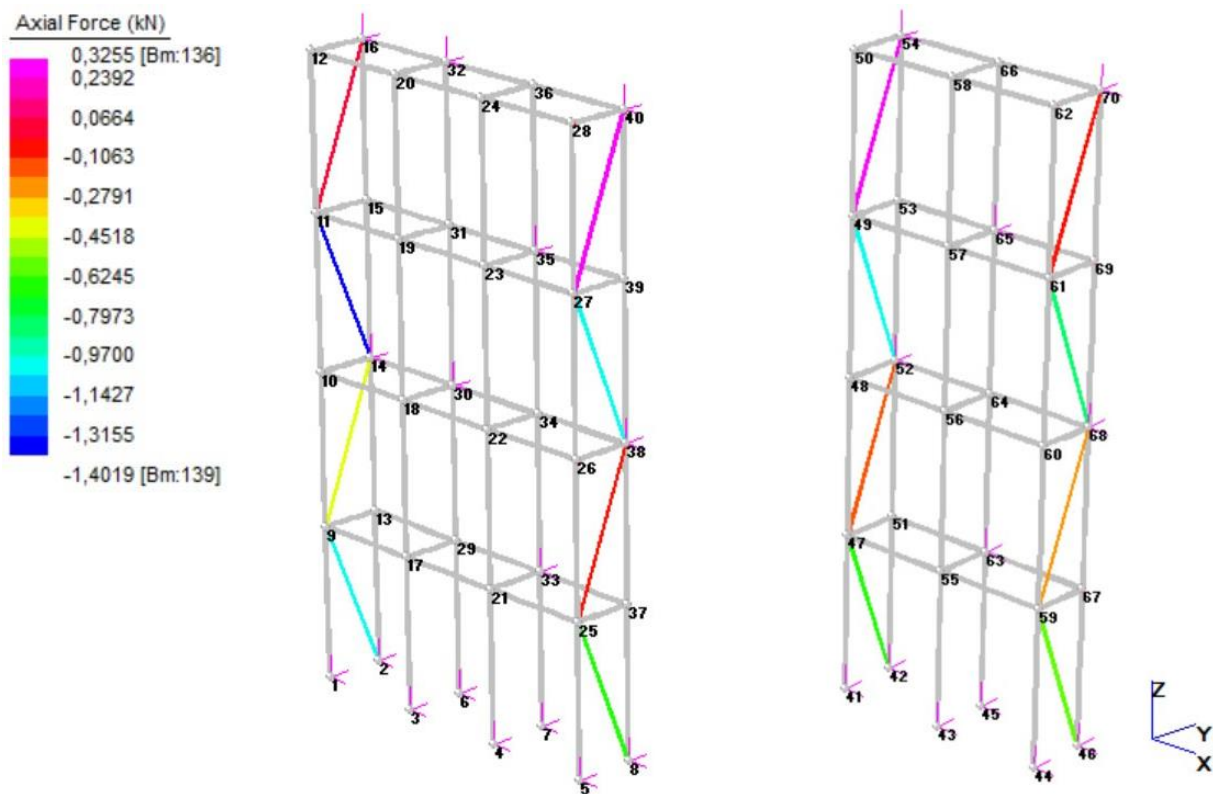


Figura 80: Sforzo assiale sui diagonali in combinazione SLU4 - Dir. y Ponteggio 2

Il diagonale più sollecitato è quello posto tra il nodo 11 e il nodo 14 per via dello schema di vincolo adottato. La verifica è stata condotta considerando la durata delle azioni breve, la lunghezza del culmo pari a $L_d = 2,15 \text{ m}$ e assumendo la sezione trasversale con diametro $D = 50 \text{ mm}$ e spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$.

$$N_{c,max} = 1,4 \text{ kN}$$

Sostituendo i termini all'interno delle due espressioni di verifica e modificando solo la lunghezza del diagonale rispetto al caso precedente, si ottiene:

$$P_c = f_{c,0,d} \cdot A_i = 14,54 \cdot 706,86 = 10,28 \text{ kN}$$

$$P_e = \frac{n\pi^2 \cdot (EI)_{d,min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 12597 \cdot 181132,45 \cdot 0,53}{(1,1 \cdot 2150)^2} = 2,15 \text{ kN}$$

Inserendo entrambi i termini all'interno dell'espressione di N_{cr} si ottiene:

$$N_{cr} = 2,05 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{cr} \geq N_{c,max} \rightarrow 2,05 \text{ kN} > 1,29 \text{ kN} \rightarrow \text{verificato}$$

- **Verifica a trazione parallela alle fibre:**

Quando gli elementi del sistema di controventamento lavorano a trazione, questi hanno una buona capacità di resistere a tale sollecitazione in quanto non sono soggetti ai fenomeni di instabilità. La resistenza a trazione parallela alle fibre dipende solo dalla dimensione della sezione trasversale del curvo e dalla durata del carico; considerando tutti gli elementi di controventamento, sia quelli posti parallelamente che quelli posti trasversalmente rispetto alla facciata dell'edificio, vale:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min}$$

Dove:

- $n = 1$ è il numero di culmi utilizzato;
- $f_{t,0,d} = 28,78 \text{ MPa}$ è la resistenza a trazione parallela rispetto alla fibratura calcolata per una durata di carico breve (Tabella 15);
- $A_{min} = 706,86 \text{ mm}^2$ è l'area minima del singolo culmo ottenuta considerando il diametro minimo pari a $D_{min} = 50 \text{ mm}$ e lo spessore $\delta \cong 5 \text{ mm}$.

Sostituendo i valori dei parametri all'interno della formula si ottiene:

$$N_{tr} = n \cdot f_{t,0,d} \cdot A_{min} = 1 \cdot 28,78 \cdot 706,86 = 20,34 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale massimo di trazione è stato registrato per la combinazione **SLU4** e vale:

$$N_{t,max} = 1,33 \text{ kN}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{tr} \geq N_{t,max} \rightarrow 20,34 \text{ kN} > 1,33 \text{ kN} \rightarrow \textit{verificato}$$

4.2.5 Verifiche di deformabilità globale

All'interno di questo paragrafo sono state riportate le verifiche allo stato limite d'esercizio eseguite sull'intera struttura, analizzando gli spostamenti nodali e valutando l'efficienza del sistema di controventamento. La combinazione di carico più gravosa in questo caso è la **SLE3** dove si considera l'azione del vento come unico carico variabile; quando una struttura snella e leggera come quella dell'impalcatura è sottoposta ad azioni orizzontali (vento) senza la presenza di carichi verticali, essa può essere maggiormente soggetta a deformazioni e/o moti rigidi in quanto non sono presenti ulteriori carichi (oltre al peso proprio) in grado di stabilizzarla.

Applicando quindi le forze risultanti del vento $F_{w\parallel}$ e $F_{w\perp}$ separatamente, sono state valutate le deformazioni sia in direzione parallela rispetto alla facciata (dir. x) che in direzione ortogonale (dir. y).

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione x, questi si verificano sui nodi della facciata esterna dell'impalcatura e lo spostamento massimo si ha in sommità del modello a due campate: $\Delta_x = 1,0 \text{ mm}$. Lo spostamento relativo maggiore, invece, si verifica tra la base della struttura e il primo piano di lavoro dove è stato registrato un delta $\delta_x = 0,3 \text{ mm}$.

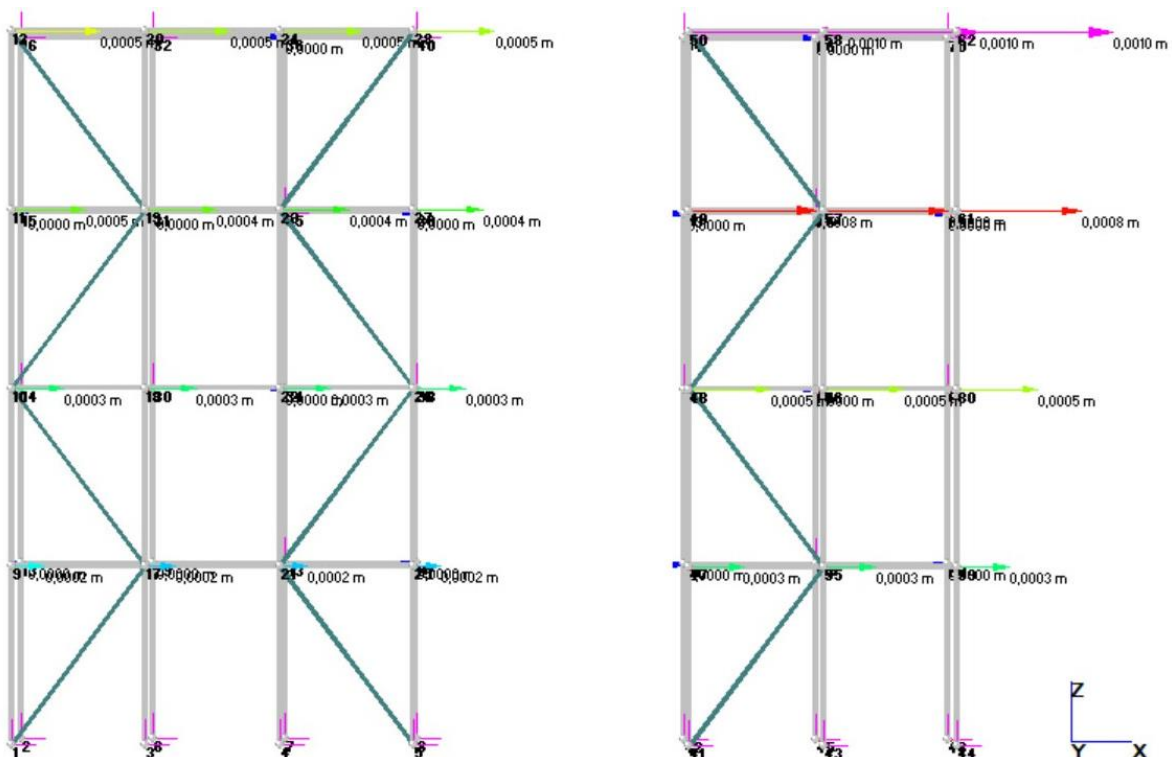


Figura 81: Spostamenti nodali in direzione x per la combinazione SLE3 – Ponteggio 2

Per la verifica è stata considerata solo l'impalcatura a due campate in quanto entrambi i modelli sono caratterizzati dalla stessa altezza.

- Ponteggio a due campate:

L'altezza totale è pari a $H = 8000 \text{ mm}$ e lo scostamento massimo in sommità vale $\Delta_x = 1,8 \text{ mm}$. La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\Delta_x \leq \frac{H}{500} \rightarrow 1,0 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{verificato}$$

Analogamente, è stata eseguita la stessa verifica per lo spostamento relativo $\delta_x = 0,3 \text{ mm}$ considerando come distanza di controllo quella tra due vincoli consecutivi che è pari a due volte l'altezza di interpiano ($h_i = 2000 \text{ mm}$).

- Ponteggio a due campate:

L'altezza totale è pari a $h = 4000 \text{ mm}$ e lo spostamento relativo massimo vale $\delta_x = 0,3 \text{ mm}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\delta_x \leq \frac{h}{500} \rightarrow 0,3 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \rightarrow \text{verificato}$$

Per gli spostamenti in direzione y:

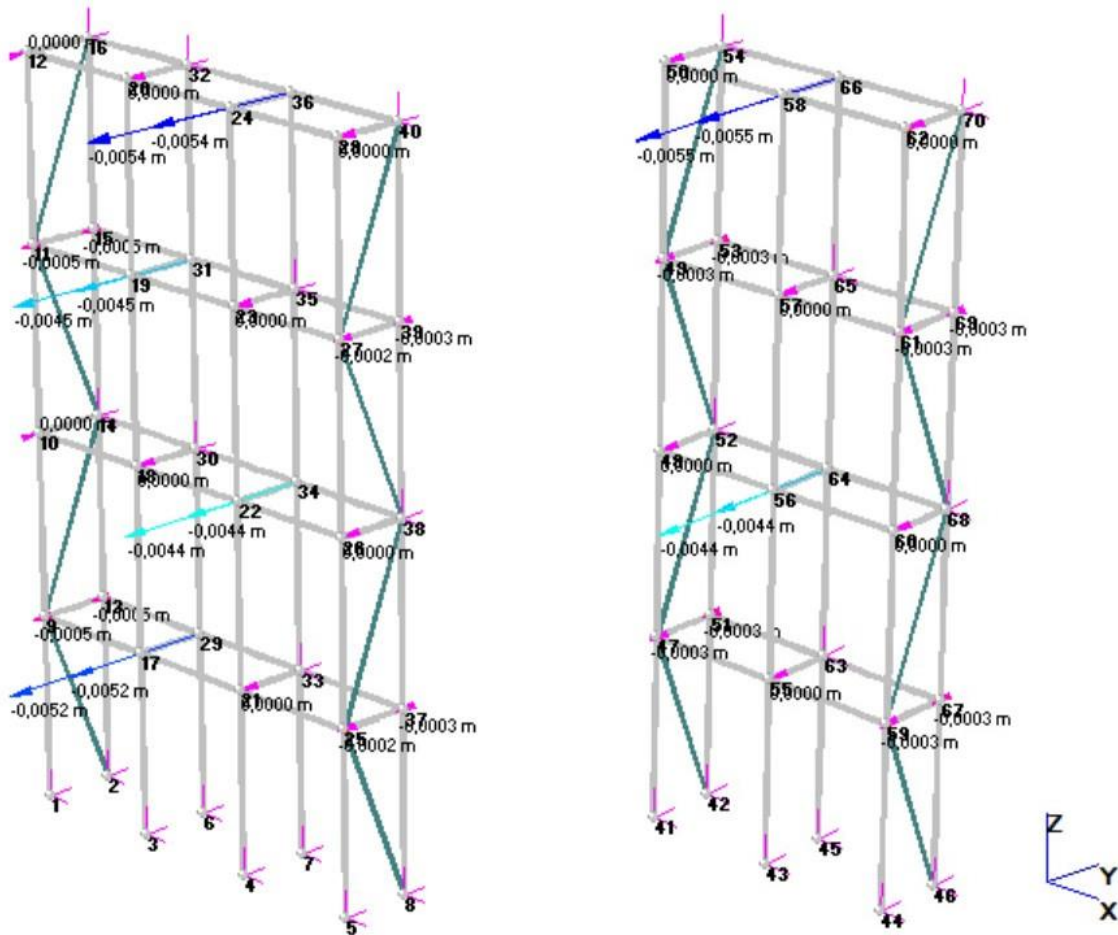


Figura 82: Spostamenti nodali in direzione y per la combinazione SLE3 – Ponteggio 2

Come si osserva dalla figura precedente, non avendo inserito alcun diagonale sui portali interni, i nodi appartenenti alle superfici di lavoro non vincolate alla facciata dell'edificio possono traslare lungo la direzione y. Sia per il modello a tre campate che per il modello a due campate le deformazioni maggiori si verificano sull'ultimo piano dell'impalcatura: nel primo caso, lo spostamento massimo vale $\delta_y = 5,4 \text{ mm}$, nel secondo caso $\delta_y = 5,5 \text{ mm}$.

Avendo vincolato i due nodi alle estremità con il controventamento e avendo modificato lo schema di ancoraggio del ponteggio alla facciata dell'edificio, è possibile schematizzare le porzioni dei piani

di lavoro come delle travi in doppio appoggio e di lunghezza pari a due campate. In questo modo, è stata eseguita una verifica di deformazione sulla freccia massima ammissibile:

- Ponteggio a tre campate:

La lunghezza della trave è pari a $L_t = 3000 \text{ mm}$ e la freccia massima vale $f = \delta_y = 5,5 \text{ mm}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$f \leq \frac{L_t}{300} \rightarrow 5,5 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

- Ponteggio a due campate:

La lunghezza della trave è pari a $L_t = 3000 \text{ mm}$ e la freccia massima vale $f = \delta_y = 5,4 \text{ mm}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$f \leq \frac{L_t}{300} \rightarrow 5,4 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

In modo analogo, viene eseguita la stessa verifica anche in verticale lungo la direzione z considerando che i montanti possano essere soggetti a fenomeni di instabilità. Il controllo è unico per i due modelli avendo adottato le stesse altezze h_i tra i vari piani.

La distanza di controllo è pari a $h = 4000 \text{ mm}$ e lo spostamento massimo vale $\delta_y = 7,8 \text{ mm}$. La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\delta_y \leq \frac{h}{500} \rightarrow 7,8 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \rightarrow \textit{verificato}$$

È possibile quindi affermare che lo schema di controventamento ipotizzato risulti efficace in entrambe le direzioni anche per il secondo prototipo.

4.2.6 Prototipo finale

Anche per il secondo prototipo, dopo aver definito le dimensioni minime della sezione trasversale per gli elementi che lo compongono, è stata creata un'ipotetica lista dei culmi di bambù necessari per la sua realizzazione seguendo le stesse indicazioni viste in §4.1.5.

Nelle immagini seguenti si riportano i prospetti frontali e laterali dell'impalcatura utilizzando come esempio il modello a tre campate. Oltre alle dimensioni della struttura, è stata riportata la nomenclatura adottata per distinguere i vari culmi.

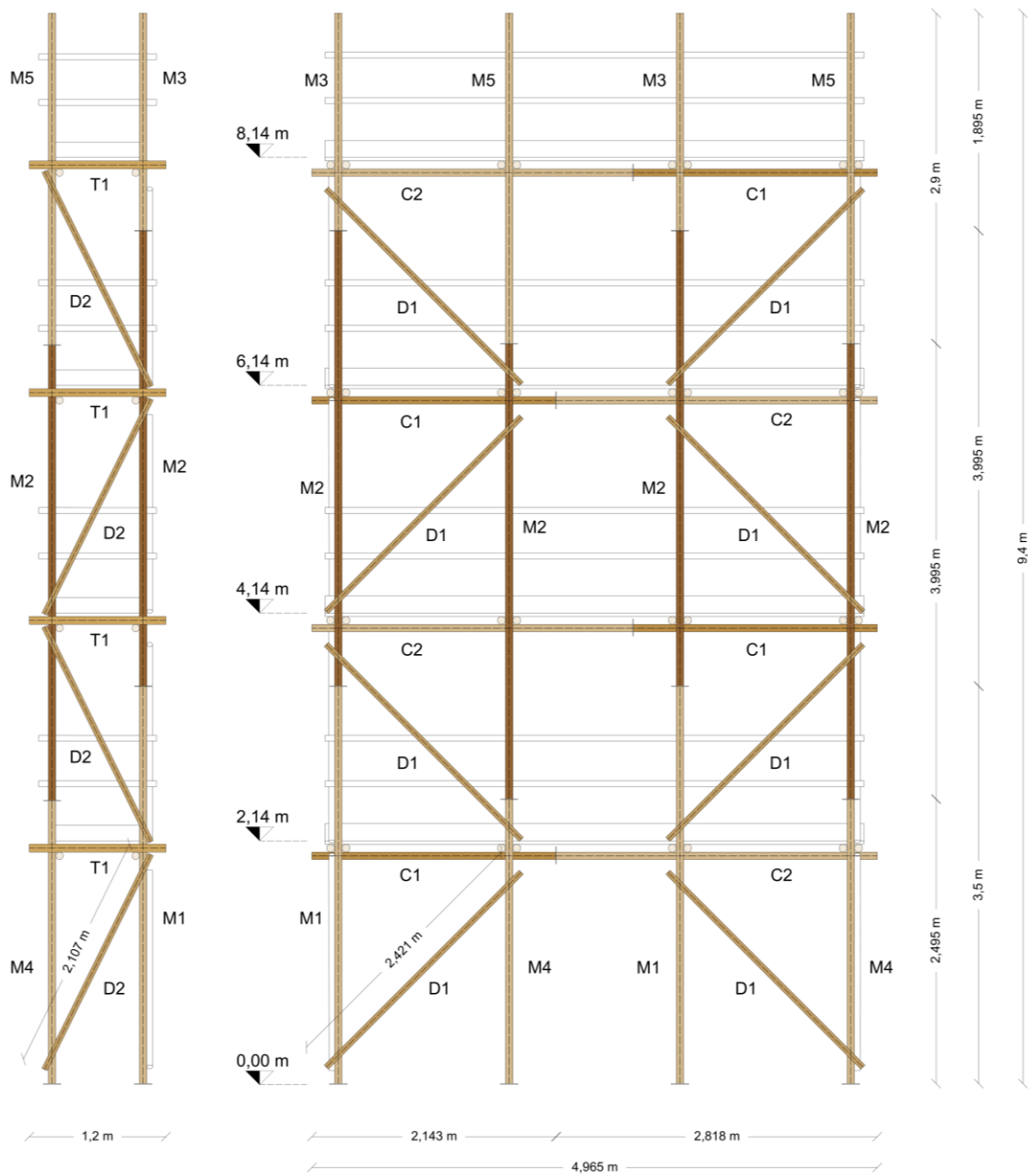


Figura 83: Vista frontale del layer esterno e vista laterale sinistra del modello a tre campate – Ponteggio 2

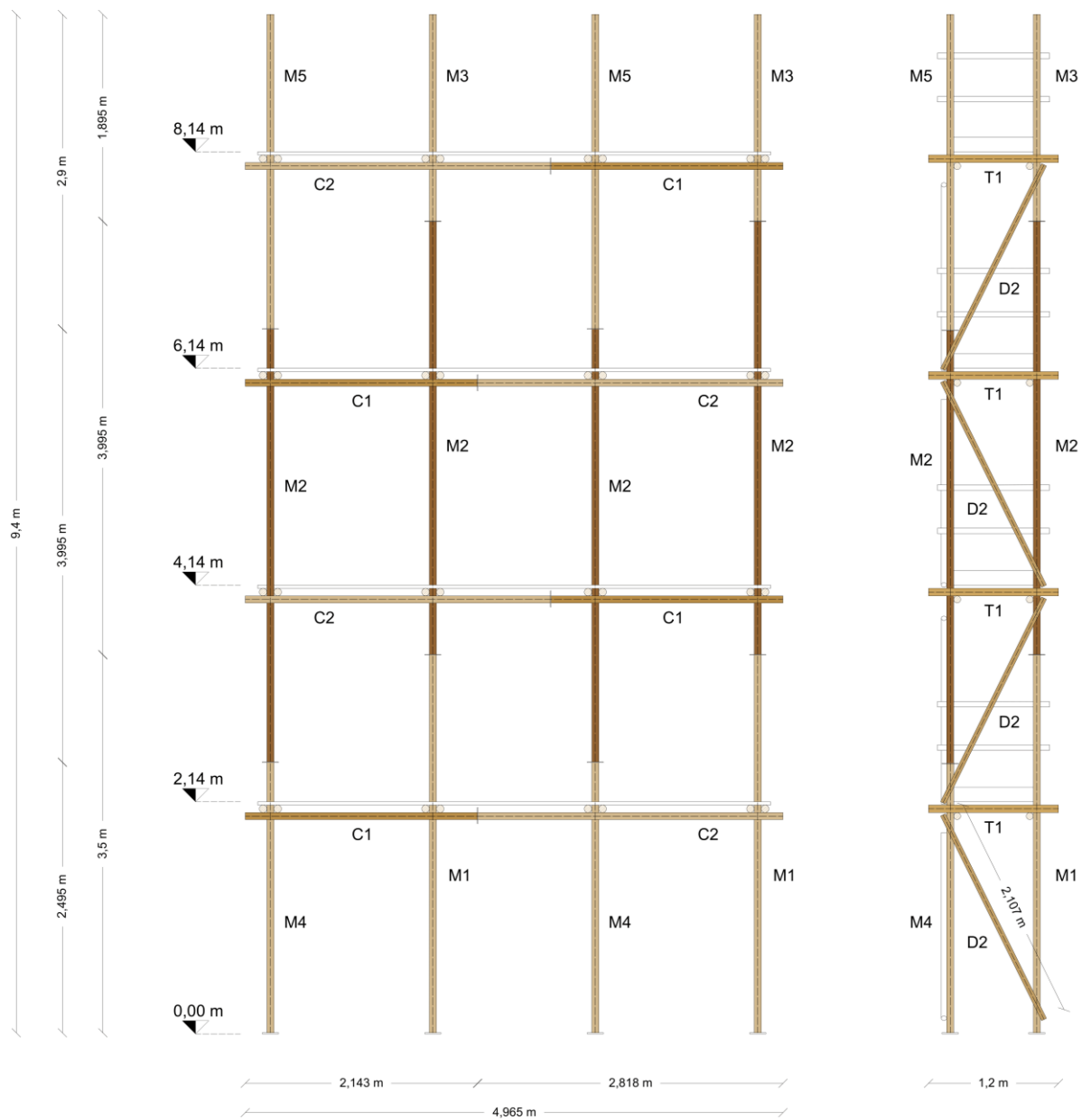


Figura 84: Vista frontale del layer interno e vista laterale destra del modello a tre campate – Ponteggio 2

Nella tabella seguente sono stati riportati il numero e le dimensioni di tutti gli elementi necessari per la realizzazione dello scheletro della struttura:

Tabella 43: Elementi per il Ponteggio 2

Elementi		numero	Lunghezza [m]	D _{min} [mm]	δ _{medio} [mm]
Montanti	M1	4	3,5	65	≅ 7
	M2	8	3,995	65	≅ 7
	M3	4	1,895	65	≅ 7
	M4	4	2,495	65	≅ 7
	M5	4	2,9	65	≅ 7
Correnti	C1	8	2,143	65	≅ 7
	C2	8	2,818	65	≅ 7
Traversi	T1	32	1,2	70	≅ 7
			1,2	60	≅ 9
Diagonali	D1	8	2,421	50	≅ 5
	D2	8	2,107	50	≅ 5

5. PROGETTAZIONE DEI NODI

Per dare veridicità a quanto visto nel capitolo precedente in cui si è analizzato il comportamento degli elementi strutturali sia a livello locale che globale, è necessario progettare delle connessioni che siano in grado di esplicitare le varie ipotesi fatte sui nodi e sui vincoli permettendo così il corretto funzionamento di entrambi i prototipi di ponteggio. Gli elementi di connessione ipotizzati per i due prototipi sono stati in parte assunti simili a quelli che generalmente vengono utilizzati per i ponteggi in acciaio, in parte ideati da connettori nuovi e ancora in fase di sperimentazione utilizzati per unire i culmi di bambù.

L'idea di base è quella di riuscire a realizzare delle unioni sufficientemente resistenti e rigide che al contempo possano essere installate e rimosse in breve tempo. Il problema principale che non permette di adottare i classici giunti per tubi in acciaio, come ad esempio il sistema dei morsetti metallici e bulloni, deriva dalla difficoltà di riuscire a standardizzare i culmi di bambù che risultano variabili, seppur di poco, nel diametro. Per tale ragione, le tipologie di connessione che verranno mostrate successivamente sono state pensate in modo che possano essere efficienti, veloci da applicare e che possano adattarsi in modo semplice in un certo range di diametro.

5.1 Base d'appoggio

Partendo dai nodi alla base dell'impalcatura, per questi è stato possibile adottare gli stessi elementi che vengono utilizzati per i tubi in acciaio in quanto il perno presente sulla piastra viene direttamente inserito all'interno del cavo del culmo. La base d'appoggio viene quindi applicata a tutti i montanti che sono a diretto contatto con il suolo ed è stata considerata una piastra circolare dal diametro di 15 cm così da distribuire l'azione trasmessa dal montante stesso su una porzione di terreno maggiore.

Per quanto riguarda l'elemento in bambù, in questo caso è necessario eseguire delle verifiche locali all'estremità del culmo in quanto soggetta allo schiacciamento causato dalla reazione vincolare all'appoggio. Come visto per i montanti in §4.1.2.2 e §4.2.2.2 durante la verifica della capacità portante all'estremità del culmo, le sezioni trasversali adottate per entrambi i prototipi risultano sufficienti per far sì che la canna resista alla sollecitazione massima che può presentarsi.

Nelle immagini seguenti viene mostrato il modello di una basetta d'appoggio che è stata disegnata tenendo in considerazione la dimensione del culmo minima adottata per i montanti: $D = 65 \text{ mm}$. La lunghezza del perno che viene inserito all'interno del culmo è stata posta pari a 15 cm in quanto è un valore suggerito dalla normativa.

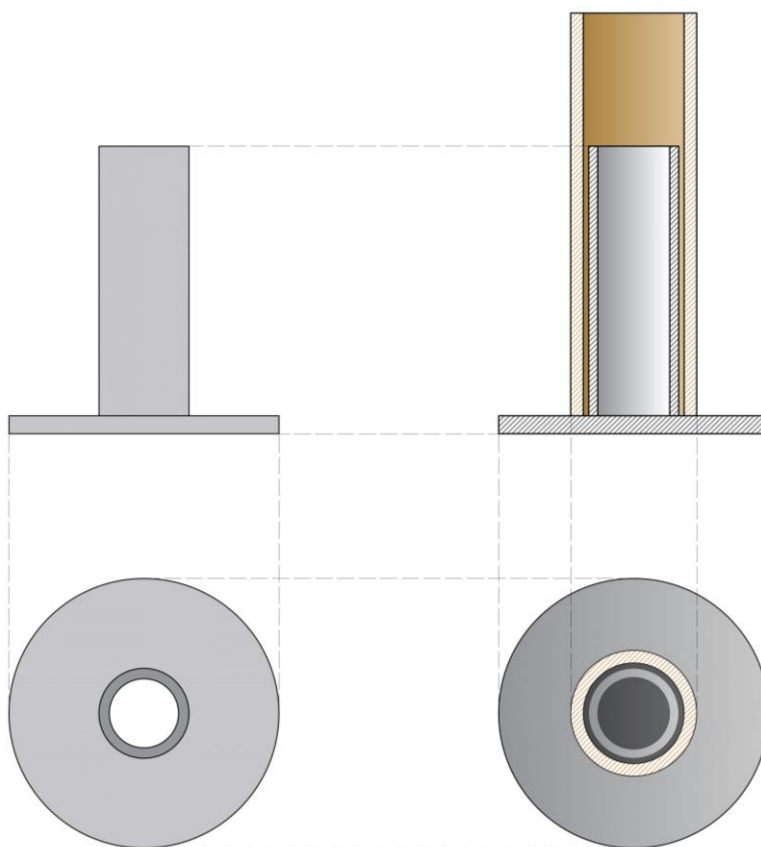


Figura 85: Illustrazione della base d'appoggio

5.2 Connessioni tra culmi

Per quanto riguarda i nodi appartenenti all'impalcatura, i connettori ipotizzati per il collegamento di due aste sono stati distinti in base a come queste fossero orientate reciprocamente nello spazio. Ciò che comunque accomuna tutte le tipologie di connessione è l'utilizzo delle fascette o reggette metalliche che sono necessarie per bloccare e tenere in posizione il connettore e il culmo di bambù.

La scelta di utilizzare delle reggette si è basata sulla semplicità e la velocità con cui queste possano essere applicate. Con l'aiuto di un apposito strumento, la tendireggia, è possibile stringere l'elemento metallico alla canna fino a farlo aderire correttamente; successivamente il collegamento viene chiuso con dei sigilli all'interno dei quali viene fatta passare la reggetta. In Figura 86 vengono mostrati gli elementi e lo strumento appena descritti.



Figura 86: Esempio di una reggia metallica, un sigillo e una tendireggia

La larghezza minima della reggetta da applicare può essere ricavata dalla verifica della capacità circonferenziale del culmo, dal momento che essa stessa esercita una pressione di schiacciamento sull'elemento in bambù. Nel caso dei due prototipi, la larghezza minima è variata da 10 mm fino a 25 mm a seconda delle dimensioni del culmo; larghezze che rientrano senza problemi nel range di produzione.

La reggetta o la fascetta viene applicata su dei connettori in acciaio che, grazie alla loro geometria e al sistema di alette incrociato, si avvolgono attorno a una porzione del culmo e accostano un elemento all'altro tenendolo correttamente in posizione. Questi elementi si ispirano a dei prodotti esistenti utilizzati per unire culmi di diametro tra i 4 e i 6 cm e che attualmente sono ancora sprovvisti di brevetto:



Figura 87: Connettore BAMBOOTIX-X³⁸



Figura 88: Esempio di connessione con BAMBOOTIX-X

Al momento non è possibile stabilire se tale connessione possa essere funzionale per un ponteggio e non conoscendo la loro capacità in termini di resistenza e rigidità, è stato solo presupposto che

³⁸ Il connettore BAMBOOTIX-X è stato fornito all' Università di Bologna da Bambushendel CONBAM per dare un contributo alla presente ricerca

possano essere in grado di riprodurre il comportamento ipotizzato. Tuttavia, a seconda del tipo di collegamento, sono stati ideati alcuni connettori ispirandosi alla geometria di quello appena mostrato.

5.2.1 Collegamento tra due culmi ortogonali

È il collegamento più diffuso all'interno della struttura perché tutti gli elementi presenti nella reticolare, ad eccezione dei diagonali di controventamento, sono posti ortogonalmente gli uni rispetto agli altri. Il connettore, in questo caso, è stato leggermente modificato rispetto a quello visto precedentemente poiché la dimensione del diametro minimo dei culmi da adottare per i prototipi è leggermente superiore ai 6 cm. Di seguito viene riportata una illustrazione della connessione.

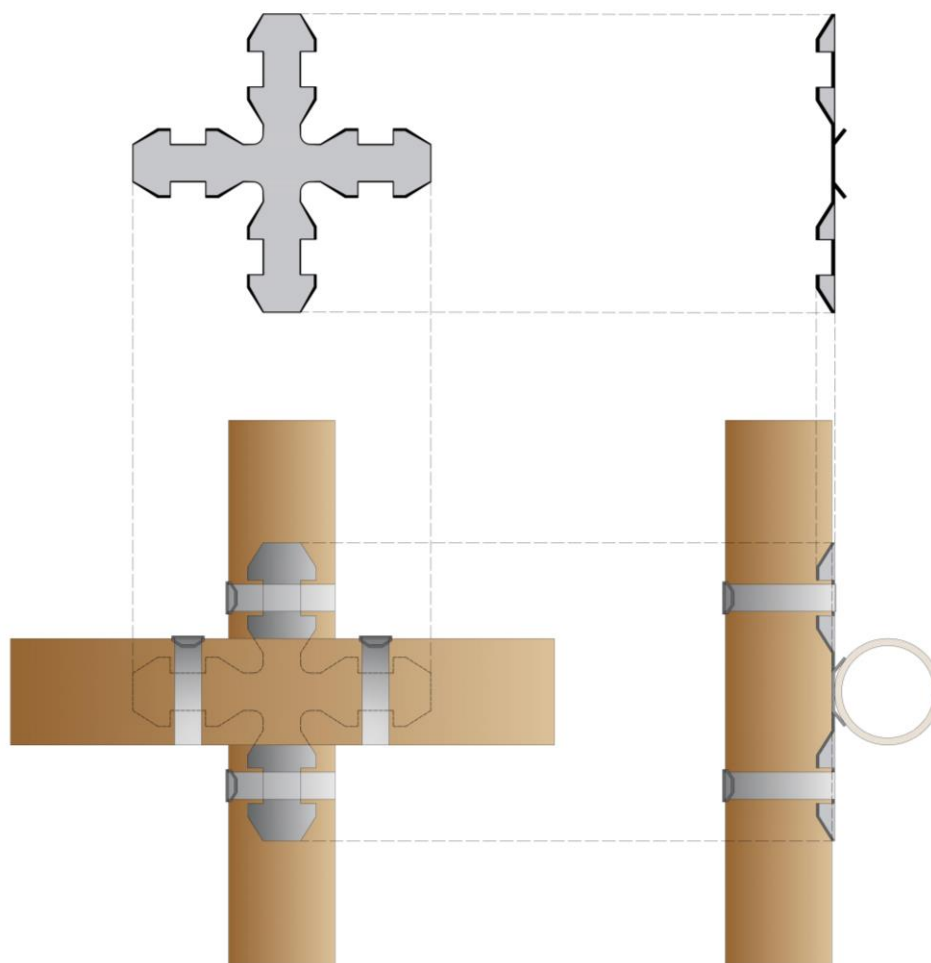


Figura 89: Illustrazione del collegamento tra due culmi ortogonali

Ammesso che il connettore sia sufficientemente resistente e rigido, questo tipo di collegamento lavora esclusivamente per attrito: andrebbe constatato che non si verifichi alcun moto rigido traslatorio tra le due aste, specialmente quando la posizione del connettore possa essere sfavorevole per azioni verticali dirette verso il basso, come per il collegamento corrente-montante.

5.2.2 Collegamento tra due culmi inclinati

Questo collegamento è simile al caso precedente perché sfrutta sempre la stessa geometria e lo stesso tipo di funzionamento, ma è stato modificato in modo che le due alette del connettore possano assumere angoli diversi da 90° . L'elemento verrebbe utilizzato per i diagonali di controventamento che sono gli unici che non giungono ortogonalmente sui vari montanti. All'interno del connettore è stato inserito un bullone in modo che le due ali possano essere bloccate in funzione dell'inclinazione tra i due culmi. Nell'immagine seguente viene mostrato il connettore:

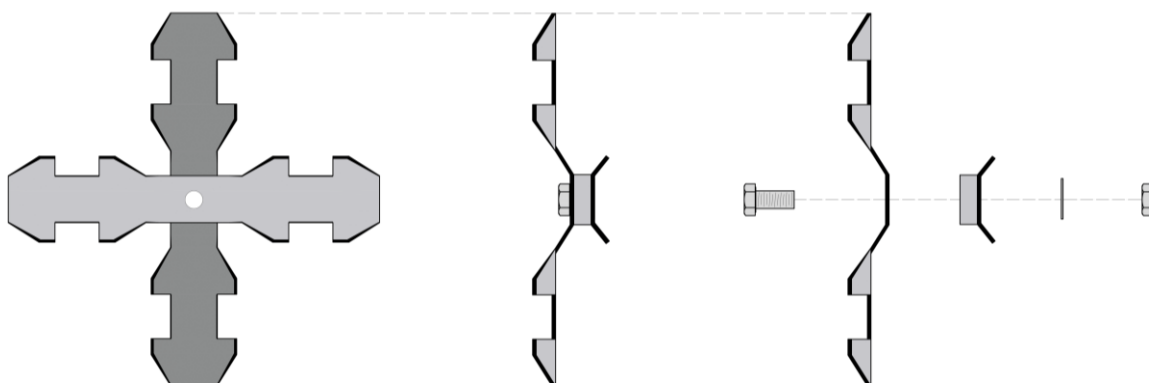


Figura 90: Illustrazione del connettore per culmi inclinati

Questa connessione, come la precedente, potrebbe mostrare dei problemi legati a uno scarso attrito tra il connettore e il bambù. Inoltre, bisognerebbe garantire che il bullone abbia una sufficiente resistenza o che il bullone non provochi il rifollamento della piastra per evitare ulteriori meccanismi di collasso.

5.2.3 Collegamento tra due culmi paralleli

Per garantire il corretto posizionamento e collegamento tra due culmi paralleli come i due montanti consecutivi, è stato pensato di adottare un sistema composto da uno spinotto in acciaio (dotato di una piastra d'appoggio) e da un connettore esterno. Lo spinotto è stato disegnato riprendendo la forma di quelli che attualmente vengono utilizzati per i tubi in acciaio, ma è stato modificato inserendo una base d'appoggio maggiore in modo che la differenza tra l'estremità dei due culmi, seppure minima, non possa creare problemi sulla corretta trasmissione del carico.

Lo spinotto viene inserito all'interno della parte cava dei culmi così da riuscire a posizionare gli elementi con semplicità e ricreare lo stesso grado di vincolo di un appoggio. Tuttavia, per evitare eventuali giochi tra il perno in acciaio e la canna di bambù che ha una sezione trasversale variabile, è stato pensato di aggiungere un connettore esterno che, unito alle reggette, permetta di fissare la posizione dei due elementi. Il connettore ha la stessa geometria vista nei casi precedenti ma è

composto da una singola ala che viene fatta passare all'interno di appositi fori realizzati sulla piastra d'appoggio.

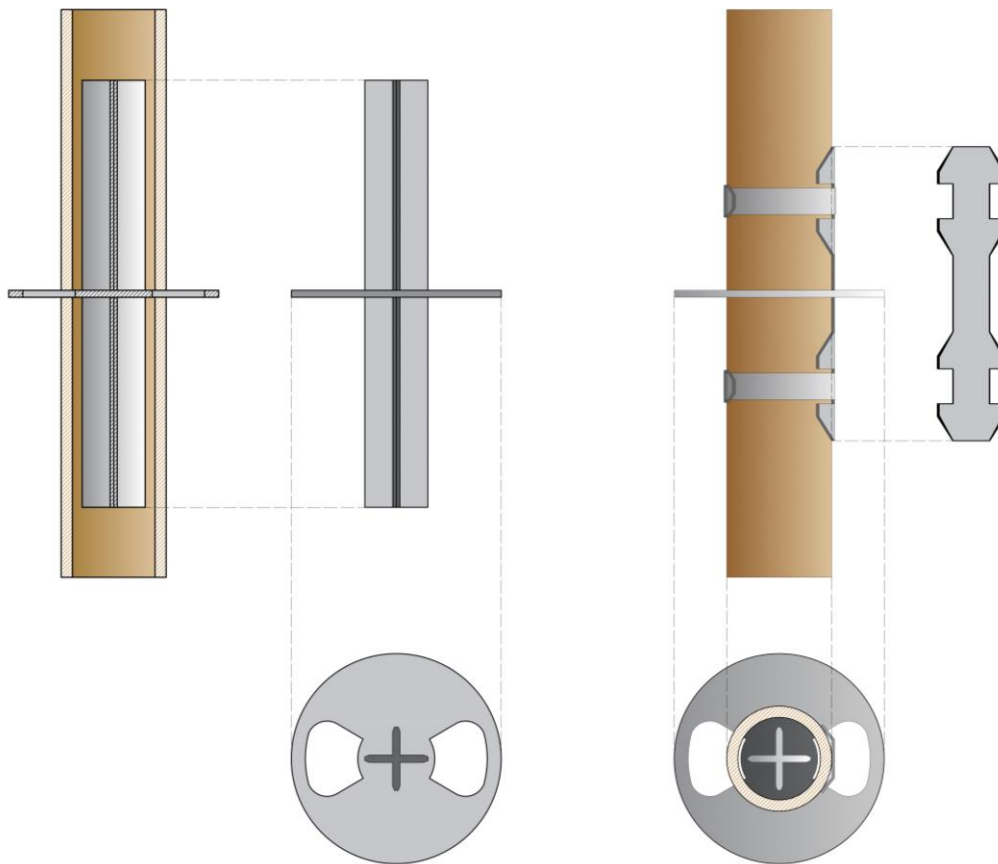


Figura 91: Illustrazione del collegamento tra due culmi paralleli

5.3 Ancoraggi

Gli elementi di ancoraggio sono indispensabili per poter vincolare il ponteggio alla facciata dell'edificio ed evitare che si verifichino spostamenti di piano o il ribaltamento della struttura. Per i classici ponteggi in acciaio viene tipicamente applicato un bullone di ancoraggio sulla facciata dell'edificio che è collegato all'impalcatura attraverso un tirante sempre metallico. Per i due prototipi di ponteggio è possibile pensare di adottare un sistema simile in quanto alcuni di essi potrebbero essere facilmente collegati ai nodi progettati. Per garantire il corretto funzionamento dell'ancoraggio, sarebbe fondamentale eseguire sui bulloni una verifica ad estrazione a partire dalle reazioni vincolari che si hanno sui punti bloccati.

6. CONCLUSIONI

6.1 Osservazioni sperimentali

Uno degli obiettivi principali su cui è stata posta l'attenzione in questo progetto di tesi è stato comprendere se la specie di bambù coltivata in Italia possa essere idonea alla realizzazione di un ponteggio sicuro e a norma nel nostro territorio. Studi ormai avviati sulle proprietà meccaniche e geometriche del bambù italiano hanno permesso di eseguire delle analisi di partenza sul comportamento statico di due prototipi di ponteggio composti esclusivamente da culmi di bambù.

La struttura di un ponteggio può assumere molteplici forme in base sia alle dimensioni dell'edificio sul quale intervenire, sia ai vari limiti e ostacoli che possono presentarsi all'interno di un contesto urbano. Ipotizzare due prototipi semplici e non particolarmente grandi ha permesso di comprendere che vi è la possibilità anche in Italia di adottare il bambù come materiale per gli elementi portanti di una impalcatura. I due modelli, infatti, non raggiungono una quota elevata e variano solo nella lunghezza dei componenti che definiscono la struttura reticolare: interassi maggiori, quasi al limite concesso dalla normativa, per il primo prototipo mentre distanze minori per il secondo. Questa scelta è stata fatta per valutare come possa variare la dimensione della sezione trasversale minima del culmo da adottare in un caso o nell'altro.

Dai dimensionamenti fatti a partire dai risultati dell'analisi statica lineare, è stato innanzitutto osservato che, in entrambi i casi, si riesce a utilizzare un singolo culmo per ciascun elemento, senza dover apportare modifiche alla struttura o applicare alcun sistema di rinforzo. In particolare, escludendo le aste di controventamento, per il prototipo 1 i diametri minimi dei culmi variano tra 7,5 e 8,5 cm (a seconda dell'elemento) mentre, per il prototipo 2, tra 6,5 e 7 cm. Confrontando quindi le due strutture, si nota come il diametro minimo non cambi particolarmente tra i prototipi; dimensioni che possono rientrare, in entrambi i casi, nel range produttivo di alcune specie di bambù coltivate in Italia. In questo modo, si può escludere la necessità di dover importare il materiale da paesi come Cina o Sud America dove tale specie di bambù gigante è molto diffusa, cresce spontaneamente e raggiunge senza problemi certe dimensioni. Utilizzare il bambù prodotto in Italia può essere vantaggioso non solo dal punto di vista economico o della sostenibilità, ma anche da quello delle tempistiche di attesa in cantiere per il recupero del materiale. Creare ulteriori modelli e prototipi più complessi consentirebbe di capire quanto sia conservativa l'ipotesi di utilizzare elementi costituiti da un solo culmo, senza doversi avvalere dell'idea di adottare componenti multi-culmo o di rinforzi in acciaio.

Un altro aspetto interessante che è stato osservato dalle dimensioni minime dei culmi da adottare è che esse sono risultate piuttosto in linea con quelle attualmente utilizzate a Hong Kong. Le due tipologie Kao Jue e Mao Jue si differenziano per la grandezza minima della sezione trasversale del culmo: per la prima il diametro minimo deve essere di 4 cm, mentre per la seconda di 7,5 cm. Il vantaggio nei modelli cinesi è che si riesce a utilizzare maggiormente gli elementi più piccoli (Kao Jue) grazie al sistema di aste più fitto che sfrutta la semplicità e la velocità con cui vengono realizzati i nodi tra i culmi. Gli elementi più grandi (Mao Jue) sono invece limitati ai soli elementi portanti verticali o ai correnti posti alla base. Per i casi studiati, invece, data sia la necessità di dover utilizzare una diversa tipologia di connessione, che l'attenzione nel far lavorare gli elementi portanti principalmente a sforzo assiale (montanti e correnti), si è riuscito a ottenere nel complesso un numero di culmi inferiore rispetto ai modelli cinesi, che però ha richiesto una dimensione della sezione minima più grande per tutti gli elementi, simile a quella che caratterizza il Mao Jue.

Il fattore che in fase di verifica ha inciso più negativamente costringendo a modificare le dimensioni del culmo ipotizzate in fase di predimensionamento è il comportamento ortotropo del materiale. Sia per le verifiche a taglio che per quelle locali eseguite sulle sezioni in prossimità dei punti di collegamento, è stato sempre necessario aumentare la grandezza della sezione trasversale minima del culmo affinché queste fossero soddisfatte. Il caso più critico è stato osservato per i traversi che, essendo soggetti a flessione, sono stati predimensionati con un diametro minimo di 7 cm (prototipo 1) basandosi proprio sulla resistenza flessionale di progetto del culmo; questi hanno subito una modifica da 7 a 8,5 cm in quanto la resistenza a taglio di progetto nelle sezioni in prossimità degli appoggi non è risultata sufficiente a contrastare il massimo sforzo di taglio ricavato dalla combinazione più gravosa. Un ragionamento analogo si è verificato per i correnti che svolgono la duplice funzione di irrigidimento della struttura e di appoggio per i traversi. In questo caso, sono state le verifiche sulle sezioni in prossimità dei punti di connessione a incidere sulla modifica poiché, in tali zone, il culmo viene sollecitato da sforzi che sono orientati perpendicolarmente rispetto alla direzione longitudinale delle fibre (per il prototipo 1 il corrente è passato da 5 cm adottato in fase di predimensionamento a 7,5 cm).

Al di là delle problematiche relative alle proprietà meccaniche, la selezione dei culmi idonei per l'impalcatura può essere limitata anche dalla lunghezza dei componenti della struttura: il diametro della canna di bambù varia lungo tutto il suo asse riducendosi man mano che si passa dall'estremità di base a quella di cima. Gli elementi sono stati suddivisi in modo da avere aste che siano lunghe al massimo 4 m. Tale scelta è sicuramente vantaggiosa sia per rendere il materiale facilmente trasportabile in cantiere con mezzi adeguati, sia per limitare la presenza di imperfezioni sul culmo

come la non linearità dell'asse o la variabilità della sezione trasversale. In ogni caso, andrebbe comunque compresa quale possa essere l'effettiva disponibilità di culmi di tali dimensioni in Italia nel momento in cui si decida di avviare un processo produttivo di bambù finalizzato all'uso per i ponteggi.

Un'altra incognita non trascurabile è l'effettiva durabilità del materiale: i ponteggi sono a diretto contatto con gli agenti atmosferici e non è noto a priori quanto questi possano resistere sotto determinate condizioni di umidità senza che presentino delle forme di degrado. Sappiamo che l'acciaio utilizzato per le impalcature può durare tra i 15 e i 20 anni ma richiede un investimento iniziale nettamente superiore rispetto a quello che richiederebbe il bambù. Bisogna tuttavia studiare a lungo termine se una continua sostituzione dei culmi possa inficiare negativamente sul rapporto costi-benefici e se il ciclo produttivo del bambù, data la disponibilità ancora limitata in Italia, possa essere al passo con le richieste del settore.

Il secondo obiettivo di questo studio è stato quello di ideare un sistema di connessioni funzionali per i prototipi di ponteggio. Difatti, quanto riportato nei risultati dell'analisi strutturale può avere veridicità solo se il comportamento reale dei connettori corrisponde a quello ipotizzato per i nodi. Tuttavia, non è possibile affermare che questi siano in grado di soddisfare un tale requisito sia perché alcuni di essi sono stati pensati e disegnati appositamente con lo scopo di riprodurre i vincoli imposti sui nodi, sia perché altri si basano su elementi esistenti che non possiedono ancora un brevetto che ne certifichi la resistenza e la rigidità.

L'idea di unire i culmi di bambù e i connettori in acciaio attraverso delle fascette/reggette metalliche o di plastica mira a velocizzare il montaggio e lo smontaggio dell'impalcatura stessa in quanto le tempistiche di lavoro sul cantiere devono poter competere con quelle degli attuali ponteggi prefabbricati in acciaio. In parallelo a questa ricerca, sono state avviate delle sperimentazioni sui connettori ipotizzati in modo da riuscire a comprendere e definire la loro capacità portante e i meccanismi con cui possono avvenire le rotture.

Una difficoltà riscontrata nella progettazione dei nodi è stata l'impossibilità di concentrare il collegamento su dei punti che potessero appartenere agli assi principali di inerzia dei culmi. Mentre con i tubi in acciaio si riesce con facilità a unire i vari elementi in modo che gli assi risultino perfettamente centrati e convergano sullo stesso punto nel nodo, con le canne di bambù e questi tipi di connettori non risulta fattibile in quanto i singoli componenti vengono affiancati gli uni agli altri. Questo comporta la presenza di eccentricità che può incrementare gli stati tensionali nelle direzioni meno resistenti del materiale e portare gli elementi a rottura per carichi inferiori rispetto a quelli considerati.

6.2 Raccomandazioni per gli studi futuri

Certamente sono richiesti ancora numerosi studi sperimentali e approfondimenti per riuscire nell'intento di standardizzare un materiale così complesso e ricco di variabilità come il bambù. Per tale ragione l'attuale normativa ISO 22156:2021 non è impiegata in strutture che richiedono una estrema sicurezza come le impalcature. Tuttavia, questi prototipi possono essere ritenuti un punto di partenza per ulteriori indagini sul tema.

Oltre alle attuali sperimentazioni sugli elementi di connessione, sarebbe interessante eseguire in parallelo delle prove di carico sia statiche che dinamiche su delle riproduzioni di ponteggi in bambù (o perlomeno su alcune parti di essi) in modo da riuscire ad avere un quadro più dettagliato di tutte le problematiche che possono presentarsi, sia a livello locale che globale, sulla struttura.

Adottando le stesse ipotesi che sono state fatte per i due prototipi, si potrebbe rendere lo schema reticolare di partenza più articolato così da valutare non solo se i culmi di bambù possano essere ugualmente idonei, ma anche per iniziare a concepire nel dettaglio un sistema di sicurezza che possa essere facilmente applicato alla struttura: ad esempio inserendo altri componenti come le mantovane di protezione dalla caduta di detriti, aumentando la distanza d'interasse dei montanti quando è richiesta una certa viabilità attraverso l'impalcatura, modificando la classe di carico quando cambia la destinazione d'uso del ponteggio e così via.

Dal punto di vista del rapporto costi-benefici, è fondamentale cominciare a fare alcune prime analisi sull'effettivo guadagno sia in termini di spese economiche che di tempistiche richieste. Nello specifico, bisognerebbe monitorare sia il tempo necessario per montare e smontare l'opera, pensando anche alla possibilità di trasportare in cantiere una serie di componenti preinstallati, oppure capire a lungo termine quanto il materiale possa essere riutilizzabile: una serie di fattori che incidono sul bilancio economico finale.

Riuscire ad avere un'idea più chiara consentirebbe alla fine di fare un reale confronto tra le attuali impalcature in acciaio e quelle in bambù. Sicuramente è necessario ancora molto tempo di studio per poter trovare un punto di incontro tra materiale innovativo, ancora in fase di sperimentazione, e quadri normativi complessi e articolati come quelli per le costruzioni e la sicurezza. Questa tesi ha voluto porre un primo approccio al tema, dimostrando che si possono realmente dare delle alternative nel campo della bioedilizia e della sostenibilità anche in Italia.

BIBLIOGRAFIA

- [1] C. Reschia, “Gli infiniti usi del bambù che danno lavoro”, la Repubblica, 2021.
- [2] E. Neri, R. M. Pulselli, M. Marchi, “Assorbimento di CO2 di un bambusetto gestito da Forever Bambù e coltivato in Italia”, INDACO2 srl, 2020.
- [3] J. J. A. Janssen, “Bamboo in building structures”, tesi di dottorato, University of Technology - Olanda, 1981.
- [4] G. Chong, “Hidden Hong Kong: A history of bamboo scaffolding”, 2021.
- [5] F.Y.S. So, F.K.W. Wong, "Bamboo Scaffolding Development in Hong Kong – A Critical Review", Hong Kong, 1998.
- [6] A. Neumann, “A Guide to Bamboo Scaffolding: What It is, Usage, Strength & More”, 2020.
- [7] C. Chang, T. X. Yu, “An Engineering Study for Improving Safety and Reliability of Bamboo Scaffoldings”, Hong Kong: Occupational Safety and Health Council, 2002.
- [8] K. F. Chung, W. K. Yu, "Mechanical Properties of Structural Bamboo for Bamboo Scaffoldings," Eng. Struct., vol. 24, 2002.
- [9] C. Zhang, “Some Issues Relating to Safe Usage of Bamboo Scaffoldings, Thesis submitted to The Hong Kong University of Science and Technology, 2017.
- [10] A.M., “Perché i cantieri edili vanno avanti al rallentatore nell'Italia del 2021”, Today Economia, 2021.
- [11] O. H. Lopez, “Manual de construcción con bambù”, Estudios Tecnicos Colombianos Ltda Editores.
- [12] K. F. Chung, Y. C. Siu, “Erection of Bamboo Scaffolds”, The Hong Kong Polytechnic University, Technical Report n. 24.
- [13] “Guidelines on the Design and Construction of Bamboo Scaffolds”, Buildings Department - The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.
- [14] D.lgs. 9 aprile 2008, n. 81.
- [15] UNI EN 12810: 2004.
- [16] UNI EN 12811: 2004.

- [17] Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018.
- [18] L. Molari, L. Mentrasti, M. Fabiani, “Mechanical characterization of five species of Italian bamboo”, 2020.
- [19] M. Fabiani, S. Lenci, “Bamboo structures: Italian culms as likely resource for green building”, Università Politecnico delle Marche.
- [20] C. Konrath, L. Molari, “Experimental investigations on the mechanical characteristics of European bamboo”, Alma Mater Studiorum Università di Bologna, 2019.
- [21] M. Càrdenas Laverde, “Il Bambù come materiale da costruzione”, Architettura sostenibile, Gruppo editoriale Esselibri, 2008.
- [22] C. Gauss, K. A. Harries, M. Kadivar, Y. Akinbade, H. Savastano Jr., “Quality assessment and mechanical characterization of preservative treated Moso bamboo (*P. edulis*)”, European Journal of Wood and Wood Products, 2020.
- [23] P. G. Dixon, L. J. Gibson, “The structure and mechanics of Moso bamboo material”, 2014.
- [24] ISO 22156:2021
- [25] L. Mentrasti, L. Bartoli, “Prove di laboratorio sulla densità di bambù italiani”, Università Politecnica delle Marche, 2019.
- [26] J. Zahn, “Re-examination of ylinen and other column equations”.