

**ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA,
AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

- indirizzo strutture -

TESI DI LAUREA

in

TEORIA DELLE STRUTTURE M

RETROFIT STRUTTURALE ED ENERGETICO SOSTENIBILE

MEDIANTE LO SVILUPPO DI SISTEMI RETICOLARI IBRIDI ACCIAIO-BAMBÙ

CANDIDATA

Vittoria Francesca Parrella

RELATRICE

Prof.ssa Ing. Luisa Molari

CORRELATORI

Prof. Ing. Mirko Maraldi

Dott.ssa Silvia Greco

Anno Accademico 2019/2020

Sessione III

Indice

Introduzione	4
Capitolo 1	9
1. Esoscheletro come sistema di retrofitting	9
1.1. Cappotto Sismico: pannelli sismo resistenti	10
1.1.1. Predimensionamento	17
1.2. Diagrid: reticolari di controventamento	22
Capitolo 2	28
2. Bambù come materiale strutturale e sostenibile	28
2.1. Bambù come materiale strutturale	28
2.2. Bambù come materiale sostenibile	37
2.3. Normativa tecnica di riferimento	38
2.4. Prestazioni meccaniche culmi bambù italiano	40
2.4.1. Determinazione valori di progetto: normativa ISO e Colombiana	42
2.5. Prestazioni meccaniche bambù ingegnerizzato	52
2.6. Possibili connessioni	55
Capitolo 3	61
3. Proposta sistema di retrofitting in bambù applicato a struttura intelaiata in c.a. ...	61
3.1. Descrizione struttura originaria	61
3.1.1. Analisi dei carichi	63
3.1.2. Determinazione masse di piano	66

3.2. Caratterizzazione azione sismica e metodo di analisi.....	73
3.2.1. Definizione spettri di risposta e metodo di analisi.....	76
3.3. Analisi preliminare bidimensionale delle capacità del sistema di retrofitting ancorato a telaio di bordo	83
3.3.1. Modellazione numerica telaio di bordo	83
3.3.2. Analisi modale telaio di bordo.....	85
3.3.3. Analisi modale con spettro di risposta telaio di bordo.....	88
3.3.4. Possibili configurazioni del sistema di retrofitting.....	88
3.3.5. Analisi struttura con sistema di retrofitting costituito da culmi di bambù in assenza di aperture	91
3.3.6. Confronto fra struttura originaria e strutture con retrofit mediante culmi di bambù	94
3.3.7. Analisi struttura con sistema di retrofitting costituito da bambù ingegnerizzato e culmi bambù in assenza di aperture	95
3.3.8. Confronto fra struttura originaria e strutture con retrofit mediante bambù ingegnerizzato e culmi di bambù	97
3.3.9. Analisi struttura con sistema di retrofitting in presenza di aperture.....	98
3.4. Analisi comportamento strutturale spaziale: sistema reticolare ibrido acciaio- bambù	101
3.4.1. Modellazione numerica struttura originaria	101
3.4.2. Analisi modale struttura originaria.....	102
3.4.3. Analisi modale con spettro di risposta struttura originaria.....	108

3.4.4.	Analisi struttura con sistema di retrofitting	111
3.4.5.	Confronto fra struttura originaria e struttura con retrofit.....	114
3.4.6.	Modellazione struttura con prestazioni meccaniche calcestruzzo ridotte: valutazione effetti riduzione modulo elastico	115
3.5.	Ipotesi ancoraggio sistema di retrofitting a struttura originaria	121
3.6.	Verifica di resistenza aste costituite da culmi di bambù.....	124
3.6.1.	Combinazione sismica delle azioni per calcolo sollecitazioni allo SLV	124
3.6.2.	Verifica a trazione culmi bambù.....	128
3.6.3.	Verifica a compressione culmi bambù	131
Capitolo 4.....		134
4.	Valutazione sistema di retrofitting proposto in relazione a cappotto sismico e diagrid in acciaio	134
4.1.	Confronto fra sistema di retrofitting proposto e cappotto sismico.....	134
4.2.	Confronto fra sistema di retrofitting proposto e diagrid in acciaio.....	136
Conclusioni.....		139
Bibliografia		141
Sitografia.....		145
Appendice A.....		146
A.1.	Applicazione normativa ISO e Colombiana.....	146
A.2.	Confronto normativa ISO e Colombiana	162

Introduzione

Il territorio italiano è contraddistinto dalla presenza di un patrimonio edilizio esistente in larga parte caratterizzato da scarse prestazioni sia a livello sismico che termico. La maggior parte degli edifici ad uso residenziale (circa il 77%) è stata realizzata prima del 1981, quando solo il 25% del territorio era classificato come sismico [Scotta, 2019]. La classificazione sismica del territorio italiano è stata effettuata in gran parte soltanto a partire dal 1981 e sostanzialmente completata con le recenti normative. Questo comporta che gli edifici realizzati in zone all'epoca classificate come non sismiche presentino un elevato deficit di protezione nei confronti dei terremoti. Inoltre, è necessario sottolineare che le prime normative italiane, in ambito della progettazione antisismica, non soddisfano i livelli di prestazione richiesti alle strutture dalle attuali normative. Si ricorda che solo a partire dal 2003¹ la progettazione sismica si basa sulla duttilità, le prescrizioni precedenti fanno riferimento a criteri basati sulla resistenza.

Secondo un rapporto sul rischio sismico redatto dal Dipartimento della Protezione Civile nel settembre 2010, dal terremoto del Belice del 1968 al 2010 lo Stato ha speso circa 147 miliardi di euro (per un valore medio annuo pari a 3.6 miliardi di euro) per la gestione delle emergenze post-sisma. Investimenti tanto ingenti nella messa in sicurezza degli edifici vulnerabili, anziché nelle fasi di riparazione e ricostruzione, porterebbero a scenari molto diversi in caso di futuri terremoti. [Feroldi, 2014]

In aggiunta gli edifici esistenti sono caratterizzati da un elevato deficit di isolamento termico, essenzialmente derivate dal ritardo legislativo nell'adozione di opportuni criteri di progettazione per quanto riguarda l'isolamento termico dell'involucro edilizio. [Pertile, 2019]

¹ Immediatamente dopo il terremoto del 31 ottobre 2002 che ha colpito i territori al confine fra il Molise e la Puglia, la Protezione civile ha adottato l'ordinanza del 20 marzo 2003, n. 3274, al fine di fornire una risposta immediata alla necessità di aggiornamento della classificazione sismica e delle norme antisismiche.

Fino all'entrata in vigore della legge n.10 del 1991, la progettazione degli edifici non è stata soggetta ad alcuna verifica della capacità di limitazione della dispersione del calore da parte delle pareti e dei solai. La richiesta di prestazioni termiche passive è cresciuta notevolmente negli ultimi anni in seguito al progressivo allineamento delle normative agli obiettivi stabiliti a livello mondiale con l'accordo di Kyoto².

Il retrofit integrato può essere una soluzione tecnologica innovativa che permetta di incrementare sia le prestazioni sismiche sia quelle energetiche di un edificio. Tale tecnica dovrebbe prendere in considerazione non solo l'efficacia in termini di performances sismiche ed energetiche, ma anche aspetti legati all'utilizzo di materiali sostenibili, in modo da evitare di rinforzare edifici esistenti, la cui demolizione produrrebbe un alto quantitativo di rifiuti, con l'impiego di ulteriori materiali difficili da smaltire. Purtroppo, attualmente il settore delle costruzioni ha una scarsa sensibilità per quanto riguarda le tematiche legate alla sostenibilità, si costruisce in maniera poco sostenibile. A tal proposito la comunità europea ha emanato un documento "Green Public Procurement", attraverso il quale manifesta la volontà di influenzare

² Il Protocollo di Kyoto, che fa seguito alla convenzione quadro delle Nazioni Unite sui cambiamenti climatici (UNFCCC), è uno dei più importanti strumenti giuridici internazionali volti a combattere i cambiamenti climatici. È il primo accordo internazionale che contiene degli impegni dei paesi industrializzati a ridurre le emissioni di alcuni gas ad effetto serra, responsabili del riscaldamento del pianeta. È stato adottato a Kyoto, Giappone, l'11 dicembre 1997 ed è entrato in vigore il 16 febbraio 2005. La caratteristica principale del Protocollo di Kyoto è che stabilisce obiettivi vincolanti e quantificati di limitazione e riduzione dei gas ad effetto serra per i paesi aderenti (le *Parti*) ovvero 37 paesi industrializzati e la Comunità Europea. I paesi industrializzati (presenti nell'allegato I della UNFCCC), riconosciuti come principali responsabili dei livelli di gas ad effetto serra presenti in atmosfera, si impegnavano a ridurre le loro emissioni di gas ad effetto serra di almeno il 5 % rispetto ai livelli del 1990. [<https://www.isprambiente.gov.it>]

la filiera delle costruzioni tramite un suo stakeholder³: la pubblica amministrazione (il committente influenza il processo produttivo). Lo stato italiano ha recepito questa volontà all'interno del Codice degli appalti pubblici (Decreto Legislativo 56/2017), fornendo uno strumento per l'applicazione e la valutazione dei requisiti di sostenibilità: CAM (Criteri Ambientali Minimi). Sono definiti «minimi» in quanto richiedono un livello che dovrebbe essere in grado di garantire sia un'adeguata risposta da parte del mercato e sia gli obiettivi ambientali che la pubblica amministrazione intende raggiungere tramite gli appalti pubblici, assicurando prestazioni ambientali al di sopra della media del settore.

All'interno di questo contesto si progetta un sistema di retrofit integrato, che in quanto tale possa garantire un miglioramento sismico, efficienza energetica e sostenibilità attraverso l'utilizzo di un materiale “non convenzionale”: il bambù.

Nel presente lavoro di tesi vengono affrontati, in particolar modo, gli aspetti strutturali legati alla possibilità di definire un sistema di controventamento, costituito da aste in bambù, in grado di sgravare la struttura esistente di una quota parte delle sollecitazioni taglianti e di ridurre gli spostamenti di piano.

In letteratura sono presenti alcuni studi, se pur non molti, che esplorano la possibilità dell'utilizzo del bambù per un miglioramento sismico di edifici esistenti, in quanto rappresenta un materiale economico, sostenibile e con buone prestazioni meccaniche.

³ Tutti i soggetti, individui od organizzazioni, attivamente coinvolti in un'iniziativa economica (progetto, azienda), il cui interesse è negativamente o positivamente influenzato dal risultato dell'esecuzione, o dall'andamento, dell'iniziativa e la cui azione o reazione a sua volta influenza le fasi o il completamento di un progetto o il destino di un'organizzazione. [<https://www.treccani.it/enciclopedia>]

Si riporta la struttura della tesi.

Capitolo 1

- Definizione dello scopo e strategie di retrofitting. Presentazione di tecniche innovative di retrofitting che prevedano l'impiego di un esoscheletro: pannelli sismo resistenti (cappotto sismico) e reticolari di controventamento (diagrid). Descrizione del cappotto sismico nell'ottica di un retrofitting integrato: strutturale ed energetico. Dettagli costruttivi pannelli sismo-resistenti e predimensionamento. Definizione di struttura diagrid e ambiti di applicazione della reticolare esterna come sistema di controventamento per edifici esistenti. Descrizione studio Politecnico di Torino: diagrid applicate ad edifici bassi.

Capitolo 2

- Presentazione del bambù come materiale strutturale e sostenibile. Normativa tecnica di riferimento. Definizione delle prestazioni meccaniche dei culmi di bambù italiano a partire da dati ottenuti da indagini sperimentali condotte dal centro di ricerca dell'Università di Bologna: determinazione valori di progetto. Definizione delle prestazioni meccaniche del bambù ingegnerizzato: studio condotto dall'Università di Cambridge, pubblicato nel 2015. Analisi possibili connessioni con particolare riferimento alle connessioni fra culmi di bambù senza forature: descrizione dettaglio collegamenti German-Chinese house (Expo 2010, Shanghai).

Capitolo 3

- Proposta sistema di retrofitting che preveda l'impiego del bambù con funzione strutturale, applicato a struttura intelaiata in calcestruzzo armato. Descrizione della

struttura originaria, del metodo di analisi e caratterizzazione dell'azione sismica. Analisi preliminare bidimensionale del sistema di retrofitting ancorato al telaio di bordo principale. Sistemi di retrofitting costituiti da culmi di bambù, bambù ingegnerizzato, bambù e acciaio. Valutazione delle prestazioni di possibili configurazioni del sistema di rinforzo attraverso il confronto fra parametri modali e tagli di piano. Analisi comportamento spaziale della struttura con sistema di retrofitting con prestazioni migliori: sistema reticolare ibrido acciaio-bambù. Valutazione efficacia attraverso confronto parametri modali, spostamenti e tagli di piano allo SLD e SLV. Modellazione struttura originaria con prestazioni meccaniche del calcestruzzo ridotte: effetti riduzione modulo elastico.

Ipotesi ancoraggio reticolare a struttura originaria, sulla base delle possibili connessioni fra culmi di bambù. Verifica sollecitazioni aste di bambù allo SLV. Verifiche a trazione e compressione (ISO/DIS 22156:2020), con riferimento ai valori di progetto per i culmi italiani, determinati nel capitolo precedente.

Capitolo 4

- Valutazione sistema di retrofitting proposto in relazione a cappotto sismico e diagrid in acciaio. Confronto mediante la capacità di sgravare la struttura originaria dalle sollecitazioni alla base: taglio alla base. Definizione lunghezza pannello sismico che possa garantire le stesse prestazioni della reticolare progettata. Definizione delle capacità della struttura diagrid proposta dallo studio del Politecnico di Torino, descritto nel capitolo 1.

Capitolo 1

1. Esoscheletro come sistema di retrofitting

Lo scopo del retrofitting strutturale è quello di modificare le richieste sismiche, E_d , e / o le capacità, in modo che tutti gli elementi rilevanti dell'edificio retrofittato soddisfino la disuguaglianza di verifica generale, $E_d \leq R_d$, a tutti i livelli di prestazione ("Stati limite") sotto corrispondente azione sismica (§6.5.6 - 6.5.7 Eurocodice 8). Questo obiettivo può essere raggiunto adottando uno dei seguenti approcci, o anche combinandoli [Fardis, 2009]:

1. riduzione delle sollecitazioni sismiche sugli elementi resistenti e sulla struttura nel suo complesso;
2. incremento delle capacità degli elementi resistenti.

Ogni tecnica di retrofitting ha i suoi vantaggi e svantaggi, ambiti e limiti di utilizzo, e si adatta meglio a uno di questi approcci.

La scelta della tecnica dipende da:

- a. i materiali e le tecnologie disponibili localmente;
- b. considerazioni sui costi;
- c. l'interruzione d'uso che comporta e la durata dei lavori;
- d. considerazioni o limitazioni architettoniche, funzionali ed estetiche, ecc.

Ogni intervento di retrofitting è un caso speciale, con più di una soluzione adeguata. Quindi, la generalizzazione delle regole non è né possibile né consigliabile. Con questo in mente, ci sono alcune linee guida generali (ma non assolute) che si possono seguire, a seconda del risultato della valutazione della struttura esistente:

- in caso di carenze generali nell'edificio, la strategia di ammodernamento n. 1 è più conveniente, in quanto può ridurre le richieste sismiche;
- se ci sono carenze di capacità solo in pochi elementi sparsi, è più conveniente concentrarsi su di essi e migliorare le loro capacità con la strategia di retrofit n. 2;
- se le carenze sono concentrate in uno o pochi piani ("deboli"), possono essere dovute a un'irregolarità verticale, la strategia di retrofit n. 2 è un'opzione, per migliorare le capacità dei membri di questi piani, mentre la strategia di retrofit n.1 potrebbe essere adottata, per rimuovere l'irregolarità aggiungendo nuovi elementi forti e rigidi dal terreno ai piani deboli e oltre.

La definizione di un esoscheletro ricade nella strategia 1, ovvero nell'approccio che prevede la riduzione delle sollecitazioni sismiche sui membri e sulla struttura nel suo complesso, attraverso l'inserimento di una struttura di rinforzo esterna opportunamente collegata all'edificio esistente.

1.1. Cappotto Sismico: pannelli sismo resistenti

Nel campo delle innovazioni legate a tecniche di retrofitting integrato, emerge lo sviluppo di pannelli sismo resistenti con duplice funzione di isolamento termico e di miglioramento sismico degli edifici. Grazie alla collaborazione tra l'azienda Ecosism ed il Dipartimento ICEA dell'Università degli Studi di Padova è stato sviluppato e validato scientificamente il "Geniale Cappotto Sismico Ecosism". Si tratta di un sistema composto da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di un cassero costituito da due strati di materiale isolante (fig.1). Il sistema consiste nella realizzazione di contro-pareti in calcestruzzo armato di spessore modesto con armatura baricentrica, vincolate alla struttura esistente mediante connettori installati nei cordoli di piano, nella fondazione ed eventualmente secondo allineamenti verticali. Il cassero viene prodotto in stabilimento ed è costituito da una maglia metallica tridimensionale che garantisce uniformità di spessore per la lastra in c.a. e il corretto

posizionamento dell'armatura, che non subirà spostamenti indesiderati durante la fase di getto. Lo spessore degli strati isolanti e dello strato in calcestruzzo possono essere modulati in funzione delle necessità determinate nella fase di progettazione. Il diametro e l'interasse delle barre posizionate in opera, possono essere modulati in relazione alle azioni sismiche previste.

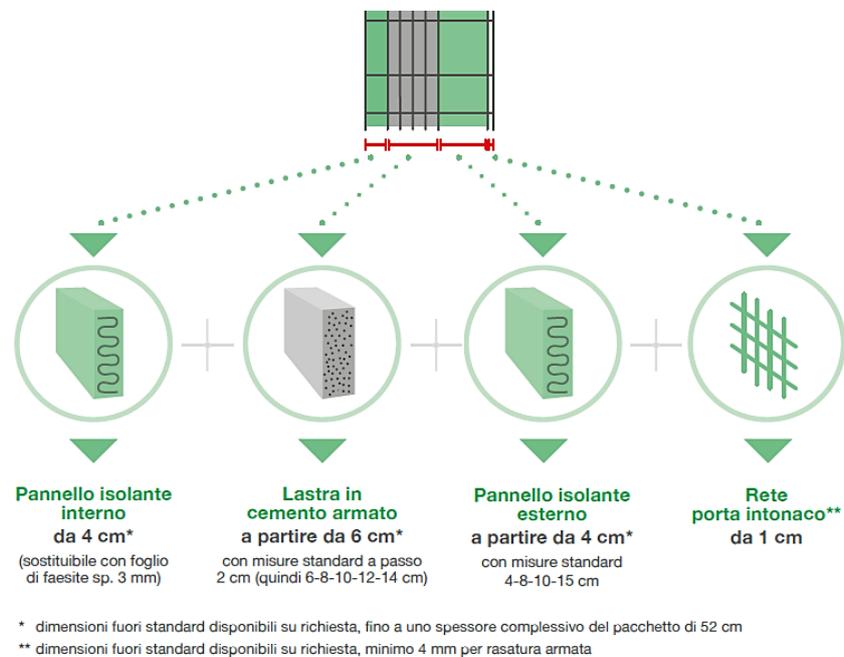


Figura 1a. Stratigrafia Cappotto Sismico: sezione trasversale

[catalogo Ecosism: Geniale cappotto sismico]

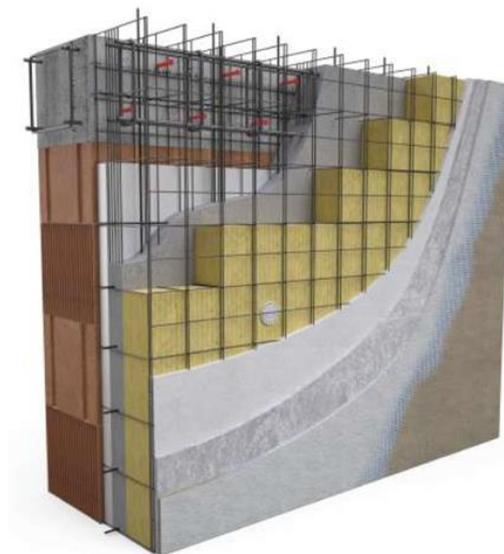


Figura 1b. Stratigrafia Cappotto Sismico: spaccato assonometrico

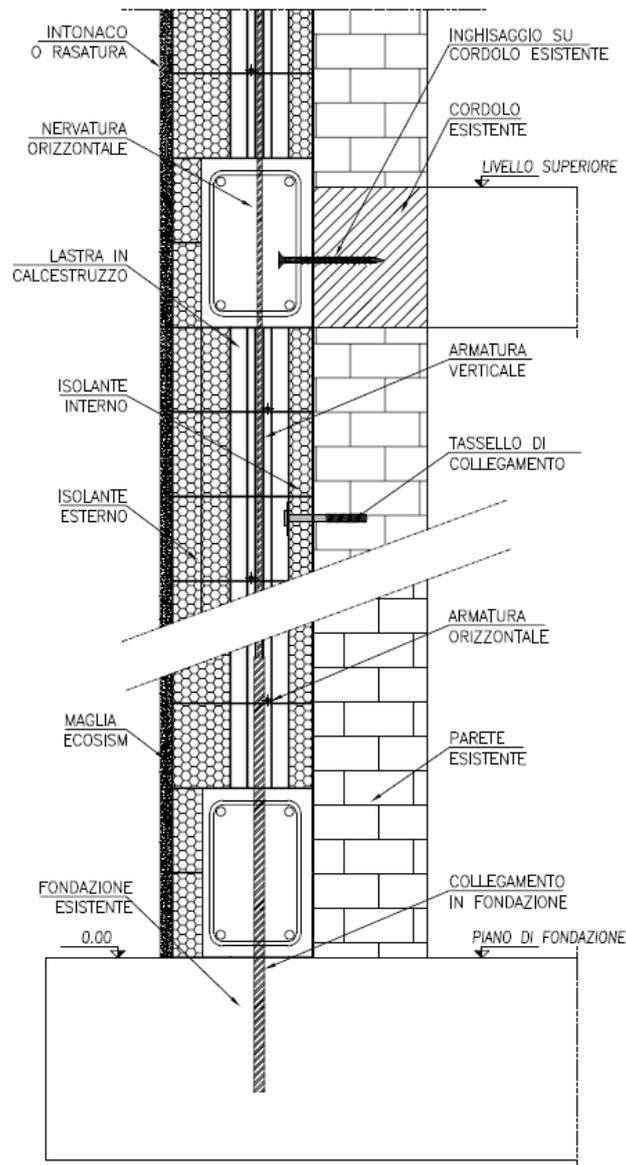
[catalogo Ecosism: Geniale cappotto sismico]

Il sistema è concepito per resistere alle azioni orizzontali in caso di evento sismico, mentre le azioni verticali restano affidate alla struttura esistente.

Trattandosi di una lastra sottile in calcestruzzo con armatura baricentrica, prevede la realizzazione di nervature orizzontali e verticali per migliorare il comportamento a flessione della lastra e ridurre il rischio di instabilità fuori piano.

È possibile realizzare delle nervature orizzontali e verticali mediante l'interruzione dello strato interno del cassero isolante. Le nervature presentano quindi uno spessore maggiore e possono essere armate con barre longitudinali e staffe, analogamente a quanto avviene per i cordoli tradizionali. La maglia di nervature garantisce un aumento della rigidità fuori piano della lastra e, di conseguenza, lo sviluppo della crisi del sistema per raggiungimento della resistenza del materiale e non per fenomeni di instabilità.

Il collegamento con la struttura esistente è realizzato a livello delle fondazioni ed in corrispondenza di ogni solaio mediante connettori metallici che vengono annegati nelle nervature orizzontali del sistema di rinforzo, per garantire la collaborazione del sistema di rinforzo con il fabbricato esistente. Il pannello sismico può presentare una propria fondazione che si connette alla fondazione esistente oppure può connettersi direttamente a quest'ultima. Si riportano di seguito alcuni dettagli costruttivi utili a comprendere come la contro-parete è resa solidale alla struttura esistente (fig.2-6).



*Figura 2 Particolare collegamento pannello sismico - fondazione esistente e cordolo di piano
 [Particolari dettagli cappotto sismico, 2019]*

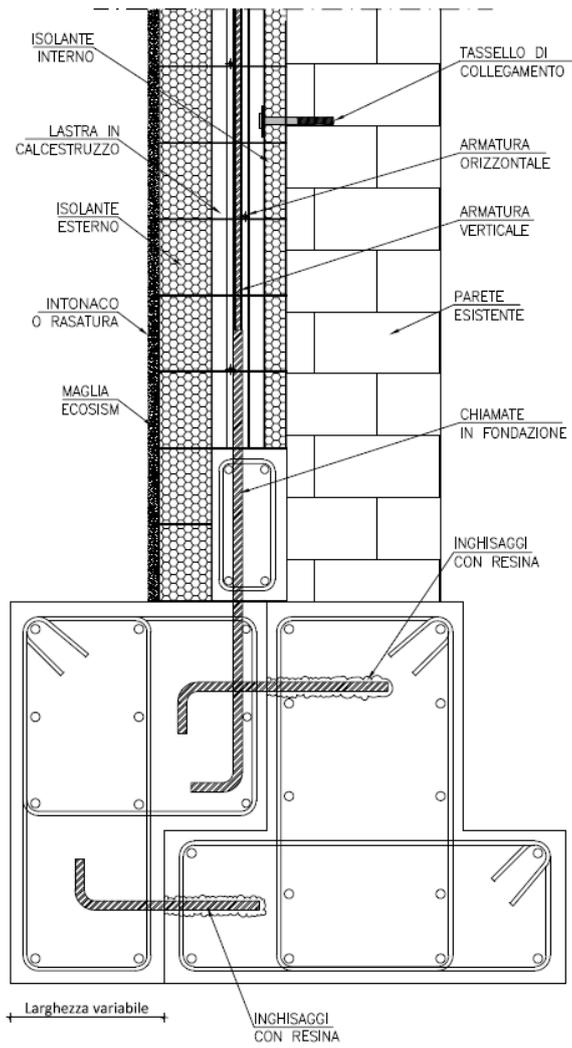


Figura 3. Particolare collegamento pannello - fondazione rinforzata [Particolari cappotto, 2019]

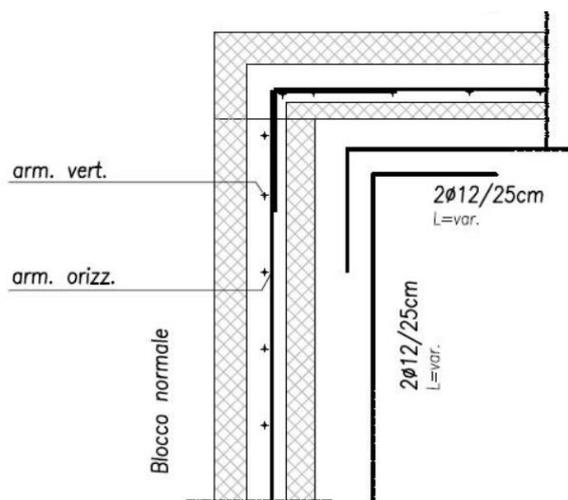


Figura 4. Particolare nodo d'angolo [Scotta, 2019]

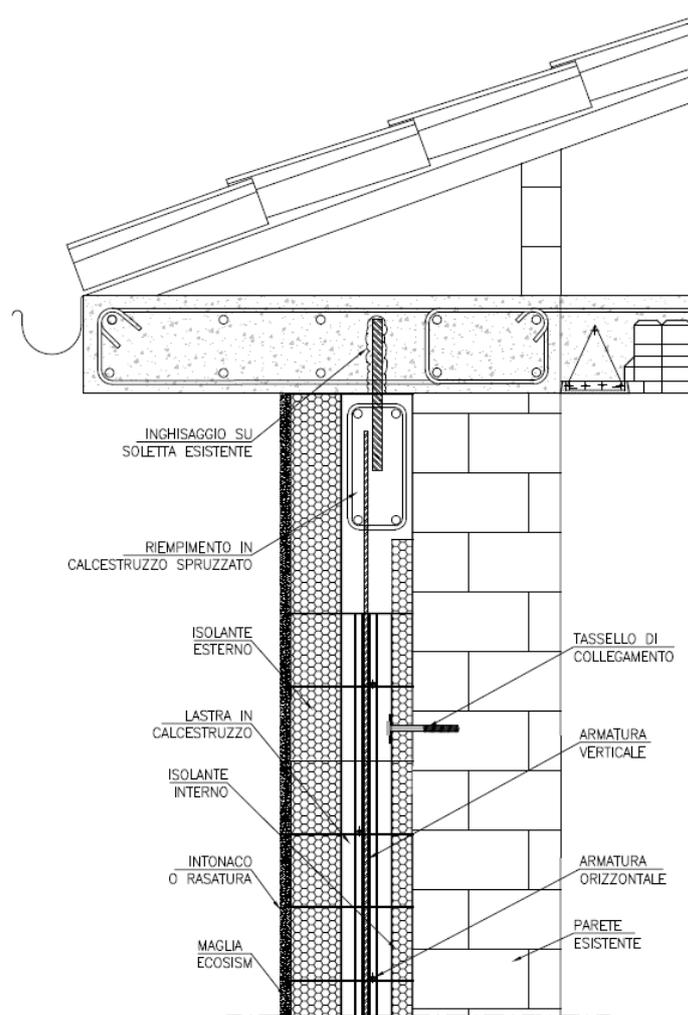


Figura 5. Particolare collegamento pannello sismico-sottogronda [Particolari cappotto sismico, 2019]

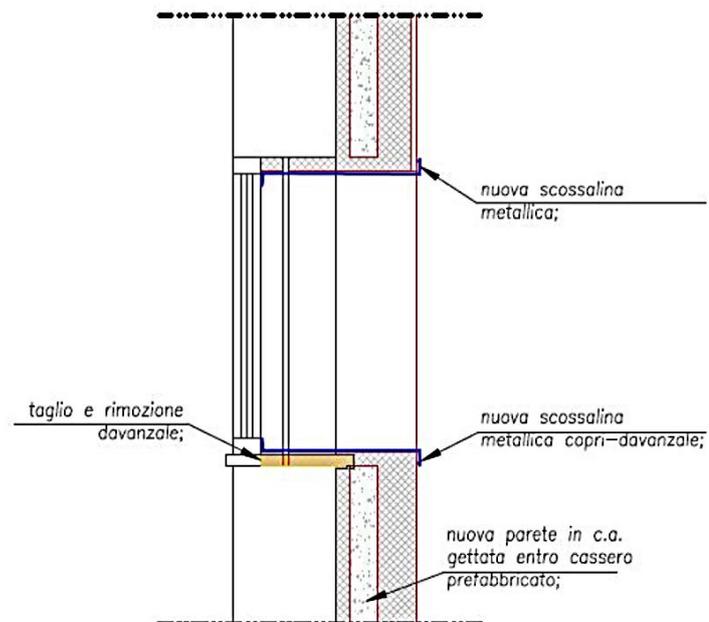


Figura 6. Particolare in corrispondenza delle forometrie [Scotta, 2019]

Il numero e il diametro dei connettori viene determinato in funzione dell'azione sismica attesa. Il passo dei connettori deve essere tale da evitare il verificarsi di concentrazioni di tensione nel calcestruzzo. Si possono utilizzare connettori costituiti da barre metalliche piegate ad L come mostrato nell'immagine seguente (fig.7).



Figura 7. Particolare connettori a livello del solaio [https://www.ecosism.com/dossiertecnicogeniale/]

Il materiale che costituisce il cassero isolante è caratterizzato da un basso valore di trasmittanza, contribuendo ad un miglior isolamento dell'involucro edilizio e, di conseguenza, ad una riduzione dei consumi legati al riscaldamento durante la stagione fredda. Al fine di ottenere diverse caratteristiche di isolamento termico e acustico, è possibile realizzare il cassero impiegando diversi materiali, ottenendo soluzioni specifiche per ogni intervento. [Pertile, 2019]

Grazie all'uso della maglia tridimensionale in acciaio zincato il sistema viene fornito con l'isolante già pre-assemblato. Una volta posato il cassero, si procede con la disposizione delle barre di armatura e la staffatura delle nervature (realizzate in corrispondenza del collegamento strutturale) e si esegue il getto di completamento con calcestruzzo sufficientemente fluido

(classe di consistenza non inferiore a S4) ed inerti di piccole dimensioni (diametro max. 5 mm).

[Scotta, 2017]

1.1.1. Predimensionamento

In fase di predimensionamento dei pannelli sismo resistente si può definire il taglio sismico alla base attraverso un'analisi semplificata: analisi statica lineare. Tale metodo permette di definire lo stato di sollecitazione e deformazione attraverso un'analisi che risulta più rapida e semplice rispetto all'analisi dinamica. Data la struttura si determina il periodo fondamentale T_1 , attraverso criteri semplificati. Conoscendo il periodo fondamentale è possibile definire, all'interno dello spettro di progetto in termini di accelerazioni, la corrispondente ordinata: valore di accelerazione di progetto. Il metodo, calibrato sul primo modo di vibrare (modo che partecipa maggiormente alla risposta), si articola in una serie di passaggi, si riportano di seguito i punti necessari per il calcolo del taglio sismico alla base.

1. Si definisce il periodo T_1 : in questa fase si può far riferimento a diversi criteri per il calcolo del periodo. Si riportano tre differenti formulazioni:

$$\rightarrow T_1 = 2\sqrt{d} \quad (\text{NTC18})$$

Dove d rappresenta lo spostamento massimo in metri che la struttura subisce per effetto dell'applicazione dei carichi corrispondenti alla combinazione sismica.

$$\rightarrow T_1 = C_1 H^{\frac{3}{4}} \quad (\text{circolare annessa alle NTC18})$$

Dove H rappresenta l'altezza complessiva della struttura e C_1 un coefficiente che dipende dalla tipologia strutturale, calibrato sulla base dell'esperienza. Per telai in cemento armato si assume $C_1 = 0,85$.

$$\rightarrow T_1 = n \cdot 0,1 \quad (\text{formula di comprovata validità, frequentemente utilizzata})$$

Dove n rappresenta il numero di piani di cui si compone l'edificio.

2. Si considera lo spettro di progetto in termini di accelerazioni, definito in funzione del sito, in particolare per il predimensionamento si può fare riferimento ad uno spettro allo SLV con fattore di struttura $q=1,5$, considerando la struttura con scarse risorse dissipative. A partire dal valore di T_1 attraverso la curva spettrale è possibile definire la corrispondente ordinata: accelerazione spettrale (S_a).
3. Al fine del predimensionamento, si può ora definire il taglio sismico alla base, come la forza totale:

$$F_h = S_a \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

Dove W rappresenta il peso complessivo del fabbricato (tenendo conto dei pesi sismici), g rappresenta l'accelerazione di gravità, mentre λ è un parametro che viene posto convenzionalmente pari a 0,85 se $T_1 \leq 2T_C$ (periodo che corrisponde all'inizio del ramo discendente della curva spettrale) oppure pari a 1 se $T_1 \geq 2T_C$.

Si assume il taglio sismico alla base pari al taglio resistente che deve fornire il pannello sismico. Se si vuole raggiungere un miglioramento sismico del 60% rispetto alla situazione pre-intervento, il taglio resistente alla base dell'edificio rinforzato deve essere pari a:

$$V_{Rd} = F_h \cdot 0,60$$

In una fase preliminare, per valutare lo sviluppo planimetrico delle pareti di rinforzo, sufficiente a resistere all'azione sismica, considerando l'azione completamente assorbita dal pannello sismico, si possono utilizzare gli abachi, sviluppati dal Dipartimento ICEA dall'Università degli Studi di Padova, contenenti la resistenza a taglio a metro lineare al variare dello spessore e della quantità di armatura del Cappotto Sismico. Ipotizzando una percentuale delle forature del 40%, si considera efficiente il 60% della lunghezza totale del pannello, per cui:

$$0,60 \cdot L_{parete} = \frac{F_h \cdot 0,60}{V_{Rd,pannelli\ abachi}} \rightarrow L_{parete} = \frac{F_h \cdot 0,60}{V_{Rd,pannelli\ abachi}} \cdot \frac{1}{0,60}$$

Dove

L_{parete} rappresenta la lunghezza della parete nella direzione considerata [L];

$V_{Rd,pannelli\ abachi}$ rappresenta il taglio resistente espresso su metro lineare [F/L].

presente negli abachi.

In figura 8 è riportato l'esempio di un abaco [Scotta, 2016] in cui è definita la resistenza a flessione (M_{Rd}) e a taglio (V_{Rd}) per un pannello sismico di lunghezza $L=10m$, al variare dell'armatura e dello spessore della parete.

Per quanto riguarda il taglio si riportano i valori di taglio resistente lato acciaio (V_{Rsd}) e i valori di taglio resistente lato calcestruzzo (V_{Rcd}) al variare dell'angolo d'inclinazione della biella compressa θ , facendo riferimento al modello a traliccio di Morsch⁴. Si considerano due opzioni:

1. bielle compresse inclinate di 45° ;
2. bielle compresse con inclinazione ottimale che determina $V_{Rsd} = V_{Rcd}$, comunque non inferiore ai 22° .

L'inclinazione a 45° si utilizza in genere per lastre con rapporto tra altezza/base unitari o inferiori. Per pareti con snellezza superiore a 2,5 si può utilizzare invece l'inclinazione ottimale.

I valori di resistenza a flessione riportati in tabella (fig.8) fanno riferimento alle sole geometrie e armature nei ringrossi laterali (fig.9). Trattasi di una casistica limitata atta a fornire dei valori

⁴ Modello che permette di studiare il meccanismo strutturale di un corpo attraverso l'utilizzo di un sistema reticolare. Si individuano all'interno della struttura una serie di aste ideali, disegnate nel rispetto degli andamenti tensionali della struttura stessa.

indicativi delle resistenze a flessione raggiungibili. La resistenza a flessione può essere in ogni caso modulata a seconda delle necessità realizzando degli opportuni ringrossi alle estremità delle pareti nei quali concentrare le armature verticali necessarie.

Sia per il calcolo della resistenza a flessione che per quella a taglio si assume uno sforzo normale nullo ($N = 0$).

Si utilizza un calcestruzzo di classe di resistenza C28/35 e delle barre di acciaio B450C. Non si considerano spessori eccessivi in quanto il pannello non è pensato per essere portante per quanto riguarda i carichi gravitazionali, ma piuttosto come elemento di supporto per l'azione sismica.

SPESSORE PARETE (cm)	ARM. VERT. ϕ (mm)	PASSO ARM. VERT. (cm)	ARM. ORIZZ. ϕ (mm)	PASSO ARM. ORIZZ. (cm)	flessione M_{Rd} (kNm)	taglio				
						$\theta = 45^\circ$		θ variabile		
						V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	(θ°)
10	16	20	14	15	19500	3213	2822	3213	2822	45
8	14	20	12	15	14998	2360	2258	2360	2258	45
6	12	20	10	15	11902	1639	1693	1639	1693	45
6	10	20	8	15	8078	1049	1693	1566	1566	34
6	8	20	8	15	5435	1049	1693	1566	1566	34
6	8	20	6	15	5435	590	1693	1285	1285	25
4	8	20	6	15	5203	590	1129	992	992	31

Figura 8. Abaco resistenza a flessione (M_{Rd}) e taglio (V_{Rd}) pannello $L=10m$ [Scotta, 2016]

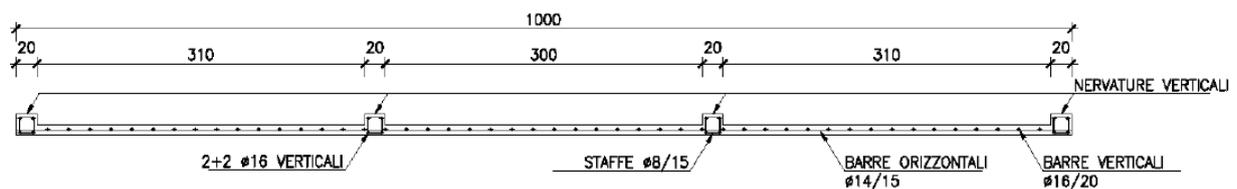


Figura 9. Esempio sezione orizzontale pannello $L=10m$, $\phi 16/20$ verticali, $\phi 14/15$ orizzontali

[Scotta, 2016]

Lo spessore della parete di rinforzo può variare da un piano all'altro a seconda del taglio sismico che deve sostenere, in generale si possono avere dei decrementi di spessore dal basso verso l'alto.

Per quanto riguarda la modellazione i pannelli di rinforzo possono essere rappresentati nel modello numerico attraverso elementi plate/shell, che sono elementi bidimensionali utilizzati prettamente per la modellazione di lastre. Si posizionano lungo le facciate scelte e si collegano al telaio utilizzando i nodi costituenti le travi e i pilastri.

1.2. Diagrid: reticolari di controventamento

Le strutture Diagrid (griglia di diagonali) possono essere utilizzate con la funzione di migliorare il comportamento sismico della struttura, assorbendo una quota parte delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica, sgravando i pilastri e riducendo gli spostamenti in direzione trasversale, per limitare i danni sugli elementi non strutturali (tamponamenti). Le diagonali assorbono il taglio prodotto dalle azioni orizzontali in modo molto più efficiente degli elementi verticali.

In origine le strutture Diagrid nascono per alti edifici, per i quali costituiscono ad oggi il passo ultimo dell'evoluzione, sono probabilmente la tipologia strutturale migliore per grattacieli di media altezza (dai 100 ai 300 m). La loro peculiarità è quella di presentare un nucleo interno, che contiene i vani ascensori o vani scale, connesso attraverso i solai ad una struttura esterna reticolare di aste che formano una maglia a rombo. I solai sono cerchiati da travi di bordo in corrispondenza dei nodi di intersezione delle membrature, per chiudere la maglia reticolare che altrimenti si aprirebbe sotto i carichi verticali e orizzontali (fig. 10).

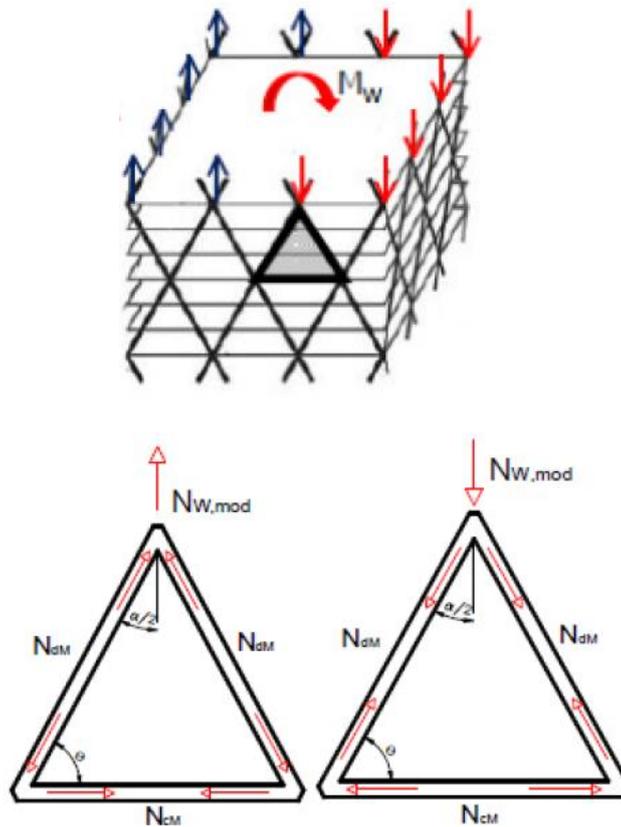


Figura 10. Esempio di struttura Diagrid in costruzione: Hearst Tower (NY)

Sotto l'azione orizzontale (es. sisma) l'edificio risulta soggetto a momento flettente e taglio.

[Toreno, 2012]

Per effetto del momento flettente le aste entrano in trazione e compressione a seconda della posizione del modulo (fig.11).

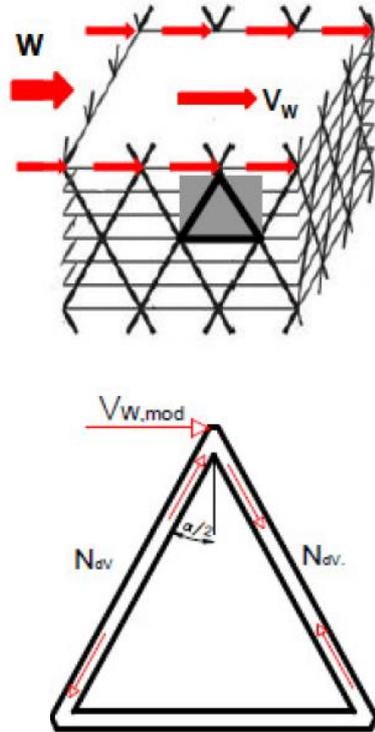


$$N_{dM} = \frac{N_{w,mod}}{2 \cos \frac{\alpha}{2}}$$

$$N_{cM} = N_{dM} \cdot \sin \frac{\alpha}{2}$$

Figura 11. Trasmissione degli sforzi per effetto del momento flettente M_w [Toreno, 2012]

Di seguito si riporta la ripartizione dell'azione tagliante sulla struttura di controventamento esterna (fig. 12).



$$N_{dv} = \frac{V_{w,mod}}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}$$

Figura 12. Trasmissione degli sforzi per effetto dell'azione tagliante [Toreno, 2012]

Quindi per effetto di un'azione orizzontale le aste lavorano in regime membranale, coinvolgendo la rigidezza di tipo assiale, generalmente molto maggiore di quelle flessionale, per elementi snelli.

Tenendo conto delle capacità di queste strutture, recenti studi, hanno valutato la loro potenzialità, nell'applicazione della maglia reticolare esterna, ad edifici bassi (3-4 piani),

definendo strutture di diagrid o pseudo-diaGRID⁵ applicate come sistemi di retrofitting per edifici esistenti. A tal proposito si ricordano le ricerche condotte dal Politecnico di Torino. Una recente studio, pubblicato da Reggio et al. (2019), dimostra l'efficacia dell'applicazione di un esoscheletro costituito da elementi diagonali e verticali in acciaio S235 ad una struttura itelaiata in calcestruzzo armato.

La struttura originaria (fig.13) presenta le seguenti caratteristiche:

- Pilastri 40 x 40 cm;
- Travi 30 x 40 cm;
- Lunghezza campate 6 m;
- Altezza piano 3,5m.

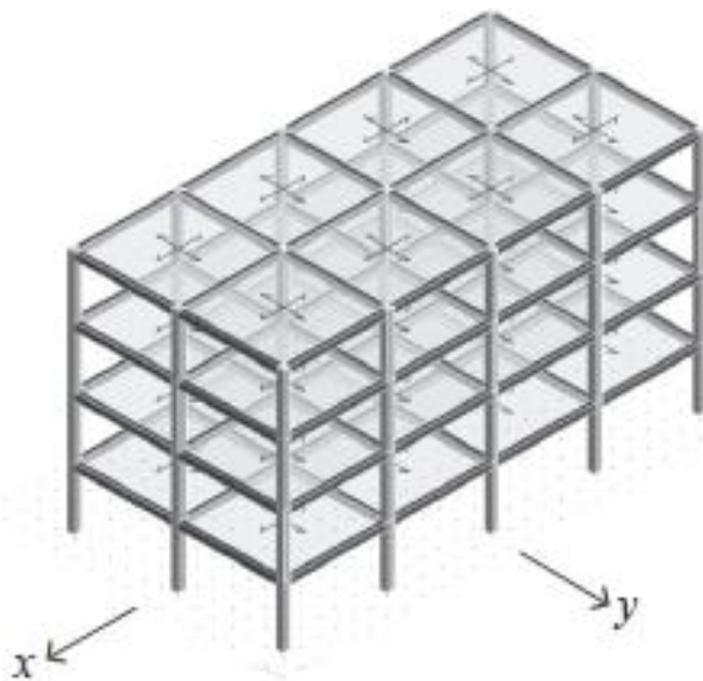


Figura 13. Struttura originaria [Reggio, 2019]

⁵ Strutture reticolari che presentano oltre ad aste diagonali, tipiche delle diagrid, anche elementi di irrigidimento verticali.

L' esoscheletro (pseudo-diagrid) presenta le seguenti caratteristiche:

- Elementi verticali profilo HE100A, adiacenti ai pilastri esistenti;
- Diagonali di controventamento Profilo TUBOC 114,5 x 5 mm (diametro 114,5 mm; spessore 5 mm).

Si riporta di seguito il modello numerico tridimensionale della struttura retrofittata (fig.14).

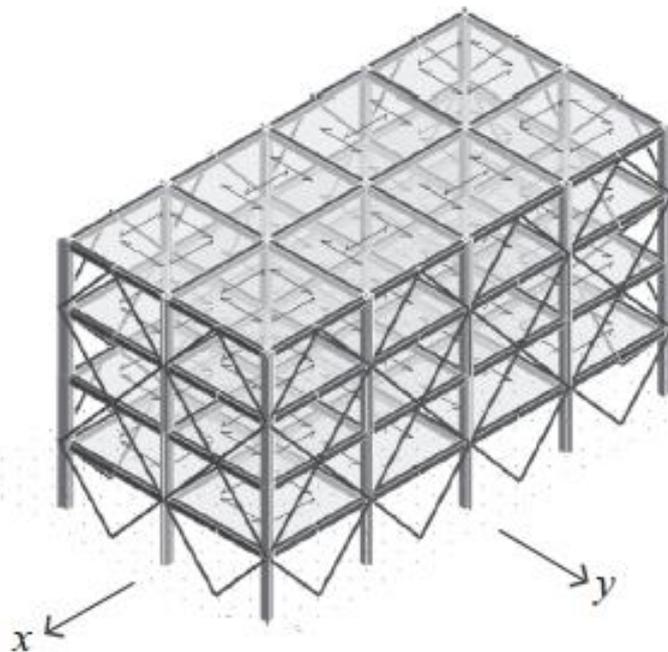


Figura 14. Struttura retrofittata: modello numerico tridimensionale [Reggio, 2019]

Dallo studio emerge che sottoponendo la struttura rinforzata ad un certo input sismico (fig.15) si ha una riduzione del taglio alla base sui pilastri di circa il 40%. In particolare, analizzando i parametri modale si nota una riduzione del periodo della struttura per effetto dell'irrigidimento legato alla presenza dell'esoscheletro. Questo porta ad un aumento delle forze sismiche, connesse all'accelerazione spettrale che, nel caso in esame, cresce per effetto della riduzione

del periodo⁶(fig.15). Nonostante aumenti la domanda, la struttura di retrofitting è in grado di sgravare i pilastri in maniera consistente, assorbendo una quota parte delle forze in ingresso.

L'aumento della rigidità del sistema porta ad una riduzione degli spostamenti di piano, in particolare dei drift di interpiano⁷. Tale aspetto, risulta essere positivo, in quanto limita i danni sugli elementi non strutturali, quali ad esempio i tamponamenti.

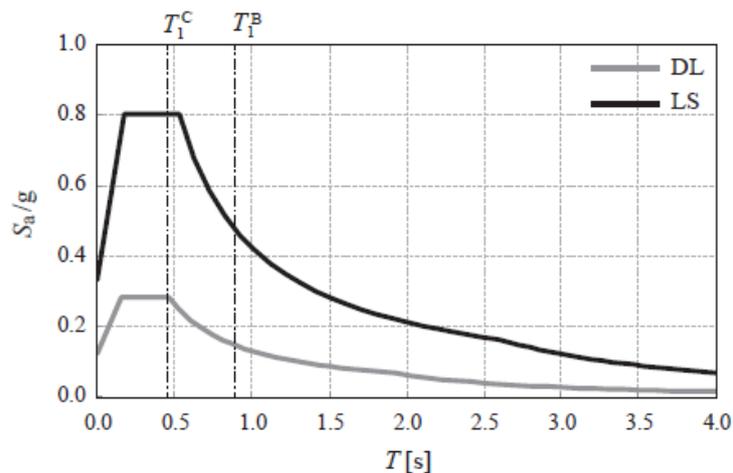


Figura 15. Spettro di risposta in termini di accelerazioni per lo Stato limite di danno (DL) e lo Stato limite di salvaguardia della vita (LS) [Reggio, 2019]

⁶ Il periodo T rappresenta il tempo necessario, affinché un oscillatore percorra un ciclo completo di oscillazione, in generale è espresso in secondi. Nel caso in esame si fa riferimento al periodo fondamentale della struttura T_1 , connesso al modo di vibrare che partecipa maggiormente alla risposta. Tale parametro modale è una caratteristica intrinseca del sistema, in quanto tale dipende esclusivamente dalle proprietà della struttura, in particolare dalla sua distribuzione di massa e rigidità.

⁷ Per drift di interpiano si intende la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore.

Capitolo 2

2. Bambù come materiale strutturale e sostenibile

Definite, nel capitolo precedente, le caratteristiche dei pannelli sismo resistenti e le potenzialità delle strutture diagrid, si esplora la possibilità di impiegare un materiale “non convenzionale”, il bambù, per realizzare un esoscheletro che possa essere un sistema di retrofitting innovativo: strutturale ed energetico sostenibile.

2.1. Bambù come materiale strutturale

Il bambù è una pianta sempreverde appartenente alla famiglia delle graminacee, presenta oltre 1400 specie e cresce spontaneamente nelle zone centrali di tutto il Mondo (fig.16). Al di fuori di questa vasta area geografica, invece, la pianta può essere coltivata. In Italia esistono diverse coltivazioni di bambù ad uso strutturale: Piemonte, Friuli Venezia Giulia, Emilia Romagna...

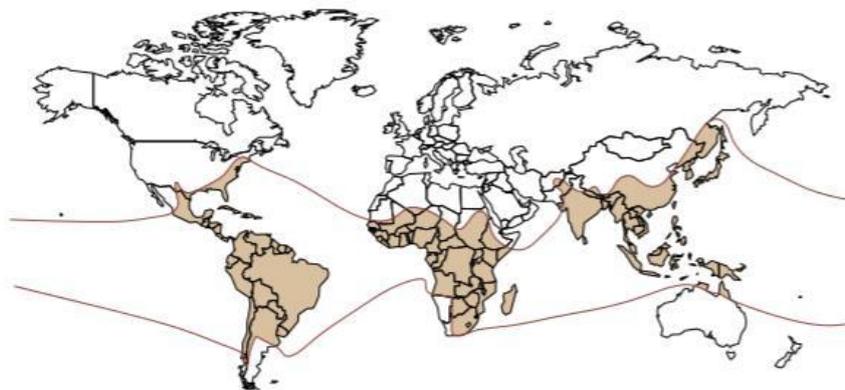


Figura 16. Fascia di crescita spontanea del bambù [Lárraga, 2018]

Lo studio del bambù come materiale da costruzione inizia più di un secolo fa quando la Royal Dutch East Indies Army lo utilizzò come elemento strutturale nelle opere provvisorie edificate nei territori asiatici. Durante tutto il Novecento furono eseguiti numerosi test per conoscere e valutare il suo comportamento meccanico; tra i primi contributi, si ricordano il lavoro di H.F.

Meyer e di B. Ekelund (1923) sulla resistenza delle travi di calcestruzzo rinforzate con bambù e le analisi di C.H. Duff (1941) sulle proprietà meccaniche di base. Il lavoro fondamentale che unificò le conoscenze della pianta a scopi ingegneristici fu, tuttavia, quello di J.J.A. Janssen del 1981. L'autore, nella sua tesi di dottorato, pubblicò una serie di risultati utili per le successive indagini scientifiche e per la formulazione delle future norme tecniche ISO relative al bambù strutturale. [Fabiani, 2016]

Tra le tante varietà presenti in natura solo alcune di esse sono adatte come **materiale strutturale**: specie legnose (dimensionalmente più consistenti e con migliori prestazioni meccaniche rispetto a quelle erbose). La maggior parte dei dati disponibili sulle proprietà meccaniche del materiale si basa sullo studio delle seguenti specie [ISO/DIS 22156:2020]:

- genus *Guadua* (Sud America): *G. Angustifolia* Kunth, *G. Aculeata*
- genus *Phyllostachys* (Asia): *P. edulis*, *P. meyeri*, *P. nigra*, *P. bambusoides*
- genus *Dendrocalamus* (Asia): *D. giganteus*, *D. asper*, *D. strictus*, *D. barbatus*
- genus *Gigantochloa* (Asia): *G. apus*, *G. atter*, *G. atrovioleacea*
- genus *Bambusa* (India): *B. blumeana*, *B. stenostachya*, *B. oldhami*

Il bambù può essere impiegato in varie forme, nell'ambito dell'ingegneria civile, sia nella sua forma ingegnerizzata sia naturale.

Nella sua forma naturale è considerabile una struttura cilindrica cava (fig.17). Alcune specie si presentano quasi perfettamente rettilinee, altre con leggere curvature, alcune sono affusolate (ossia la sezione del culmo⁸ varia lungo l'altezza), altre invece mantengono una certa uniformità

⁸ Il culmo della pianta rappresenta lo sviluppo in elevazione della pianta, la parte "visibile" utilizzata nel settore delle costruzioni. Le sue dimensioni possono variare sensibilmente, si contano diametri da 1 sino a 30 cm, altezze da 1 a 40 m e spessore delle pareti da 1 a 20 mm, genericamente il 10% dello spessore del diametro. Per applicazioni strutturali la normativa ISO/DIS 22156:2020 consente l'utilizzo di culmi con diametro minimo 75 mm e spessore della parete non inferiore ad un decimo del diametro per evitare problemi legati all'instabilità.

di diametro. Ogni culmo è caratterizzato dalla presenza di diaframmi chiamati nodi, che hanno lo scopo di conferire maggiore rigidità flessionale alla pianta. Rappresentano, inoltre, degli elementi di irrigidimento trasversali che migliorano il comportamento a compressione del materiale, conferendogli maggiore resistenza e aumentando le sue capacità nei confronti dell'instabilità per compressione parallela alla direzione di sviluppo longitudinale. Analizzando la sezione trasversale del culmo, si notano numerosi piccoli punti che rappresentano il suo tessuto vascolare. Sono una serie di fibre disposte longitudinalmente con un maggiore infittimento verso l'esterno della parete del culmo. Questo tessuto, presente per il 48% del volume totale del bambù, prende il nome di tessuto sclerenchimatico ed ha una funzione di sostegno. La parte restante di volume, pari al 52%, è rappresentata dal tessuto connettivo che prende il nome di tessuto parenchimatico. Il bambù è, quindi, da un punto di vista ingegneristico, un **materiale composito**, dove il tessuto sclerenchimatico rappresenta la parte resistente, mentre il tessuto parenchimatico rappresenta la matrice.

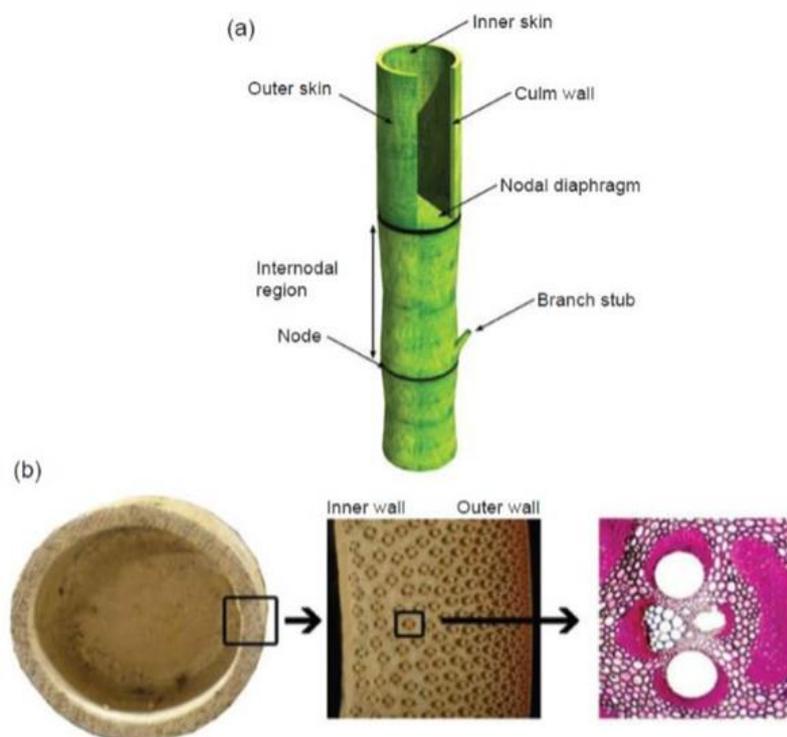


Figura 17. Particolare culmo bambù (a), sezione trasversale culmo (b) [Sreadha, 2020]

Numerose prove sono state effettuate con la finalità di conoscere i valori delle principali caratteristiche meccaniche del bambù, come ad esempio la resistenza a compressione e a trazione. Sebbene la variabilità dei valori finali sia molto elevata, la resistenza a compressione media è un valore compreso fra 50 e 100 MPa, mentre la resistenza a trazione media è compresa fra 100 e 350 MPa. Il modulo di elasticità relativo a sforzi di compressione è compreso fra 5.000 e 25.000 MPa, mentre quello a trazione tra 10.000 e 25.000 MPa. Per completare il quadro possiamo affermare, analizzando i risultati presenti in letteratura, che la resistenza a flessione media è un valore compreso fra 50 e 200 MPa, mentre il modulo di elasticità a flessione è compreso fra 10.000 e 20.000 MPa. [Fabiani, 2016]

L'impiego più classico, ma anche più antico, è quello di utilizzarlo nella sua **forma naturale** (culmo) per realizzare travi e pilastri. Attualmente al mondo esistono numerose opere di ingegneria civile che presentano elementi strutturali in bambù. Molte di esse sono presenti in quelle parti del mondo dove la materia prima è facilmente reperibile e dove esistono normative tecniche a supporto dei professionisti che intendono progettare le proprie opere con questo materiale. Questa modalità di impiego è molto diffusa in Oriente, in particolare in Cina e in Giappone, dove viene usato per realizzare ponteggi [Guidelines on the Design and Construction of Bamboo Scaffolds], e in Sud America, in particolare in Perù e in Colombia, dove viene impiegato per la realizzazione di travi e pilastri sia di abitazioni che di grandi strutture. Tuttavia, anche in Europa sono stati costruiti edifici utilizzando il culmo come elemento strutturale. Nel 2000, in occasione dell'EXPO di Hannover, Simon Velez, uno dei più importanti architetti di strutture in bambù, ha progettato un padiglione di forma circolare con un diametro di 40 m e alto 7 m.

In Italia, a Vergiate in provincia di Varese, è presente dal 2003 un edificio realizzato con culmi di bambù appartenenti al genere Guadua (fig.18). L'opera, attualmente unico esempio di

costruzione in bambù permanente in Europa, è stata ideata dall'architetto Neri Braulin con il supporto tecnico dell'ingegnere Mario De Miranda e l'architetto Giuliano Curti, nell'ambito della attività di formazione “learning by doing” organizzata dall'associazione Emissioni Zero (ora GreenB). La struttura è divisa in tre parti e copre un'area di 32 m x 16 m. La parte centrale è la più alta e misura 7 m dal suolo, mentre le restanti due sono alte entrambe 6 m. Le connessioni sono realizzate con viti d'acciaio e malta cementizia posta all'interno del culmo (fig.19). La briglia superiore della capriata e le aste di parete sono in bambù, mentre la briglia inferiore è realizzata con un cavo di acciaio. [Fabiani, 2016]



Figura 18. Vista frontale padiglione di Vergiate

[<https://www.greenb.it/strutture-permanenti-in-bambu/>]

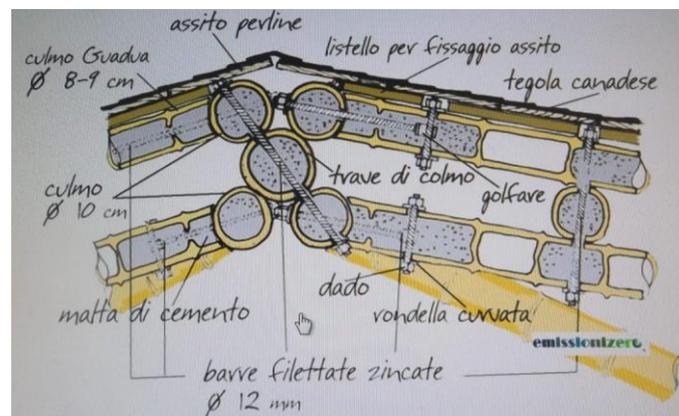


Figura 19. Particolare nodo di copertura al colmo

[<https://www.greenb.it/strutture-permanenti-in-bambu/>]

Il culmo può essere anche impiegato come elemento sostitutivo dell'acciaio nella realizzazione delle membrature in calcestruzzo "armato". Viene utilizzato per strutture di modeste dimensioni nei paesi in via di sviluppo, come India e Brasile, dove spesso la reperibilità di acciaio è scarsa e i costi sono elevati. Si ricorda che una trave in calcestruzzo con rinforzo in bambù è in grado di aumentare notevolmente il carico massimo rispetto ad una trave non rinforzata, si ha la possibilità di quadruplicare il carico che riesce a sopportare la trave. [Sreadha, 2020]

Un'altra modalità che si sta proponendo attualmente in Occidente è quella del **bambù lamellare**. In questo caso il culmo viene "splittato" lungo il suo asse longitudinale, quindi viene diviso in strisce che poi vengono sagomate con lavorazioni meccaniche in modo da ottenere lamelle perfettamente rettangolari e rettilinee. Successivamente a questa lavorazione, le lamelle vengono incollate tra di loro andando a formare al termine del processo elementi strutturali come travi e pilastri. Negli USA il bambù lamellare è già considerato un materiale da costruzione e quindi utilizzabile per realizzare costruzioni civili.

Un ulteriore impiego di questa pianta consiste nella produzione di **materiali compositi**, ovvero il bamboo fiber composite, un composito di materiale plastico con le fibre estratte dal culmo. Alcune prove sperimentali hanno dimostrato che questo materiale a matrice polimerica (resina epossidica) ha una resistenza a trazione circa pari a 350 MPa.

Oltre all'utilizzo del bambù per strutture di nuova realizzazione, recenti studi esplorano le prestazioni del bambù nell'ambito del **miglioramento del comportamento sismico** di una struttura. Lo studio, condotto dal prof. Meguro, dell'Università di Tokyo, pubblicato nel 2012, confronta la risposta sismica di due strutture in muratura realizzate in scala 1:4, una priva di retrofit e l'altra dotata di sistema di rinforzo.

La struttura originaria presenta le seguenti dimensioni: 950mm x 950mm x 720mm. I blocchi utilizzati misurano 75mm x 50mm x 35mm. Il tetto in legno ha un peso complessivo di 25kg.

Il sistema di retrofitting è costituito da una maglia bidirezionale di bambù, ciascuna fascia ha una sezione trasversale di dimensioni 8mm x 0,75mm, il passo della maglia è di 40mm (fig.20). La rete, realizzata intrecciando le fasce di bambù, viene posta su entrambe le facce dell'edificio, sia internamente che esternamente. Le pareti presentano degli elementi sporgenti (fig.21) che permettono di fissare le reti alle facciate, attraverso delle corde di polipropilene, e di connettere la maglia interna con quella esterna (fig.22).



Figura 20. Maglia bidirezionale di bambù [Menguro, 2012]



Figura 21. Elementi di connessione [Menguro, 2012]



Figura 22. Struttura rinforzata [Menguro, 2012]

Si sottopone la struttura con e senza retrofit ad una accelerazione alla base, indotta da una tavola vibrante, la cui storia temporale è riportata di seguito (fig.23).

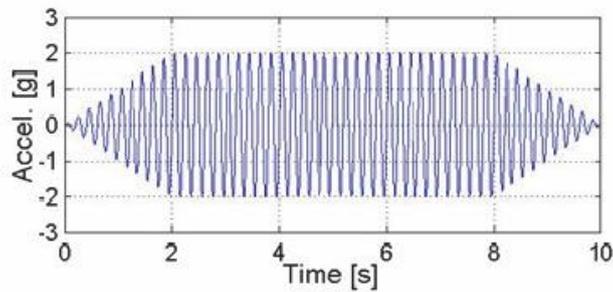


Figura 23. Input sinusoidale [Menguro, 2012]

La struttura non rinforzata collassa (fig.25) quando la struttura retrofittata manifesta pesanti danni strutturali. Il collasso della struttura rinforzata (fig.26) è posticipato di 70 secondi. Per valutare le performances del retrofitting si considera un parametro definito Intensità delle Aree (I_a):

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a(t)^2 dt$$

É calcolabile integrando l'accelerazione nell'intervallo di durata della vibrazione. L'intensità delle aree rappresenta la misura dell'energia sismica totale immessa dal suolo alla struttura. Dai

risultati emerge che la struttura rinforzata può sopportare il doppio dell'energia in ingresso rispetto alla struttura non provvista di retrofitting (fig.24). [Menguro, 2012]

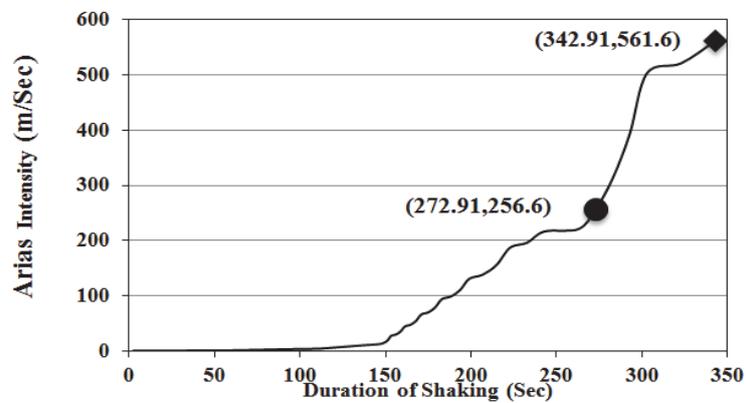


Figura 24. Diagramma durata vibrazione -Intensità delle aree: collasso struttura senza retrofit ● e struttura con retrofit ◆ [Menguro, 2012]



Figura 25. Collasso struttura non rinforzata [Menguro, 2012]



Figura 26. Collasso struttura rinforzata [Menguro, 2012]

Dallo studio emerge che il materiale può avere una buona applicabilità anche nell'ambito del retrofitting strutturale.

2.2. Bambù come materiale sostenibile

L'interesse della ricerca nei confronti di questa pianta deriva dal fatto che, oltre ad essere un materiale particolarmente resistente, è una risorsa **sostenibile** e **rinnovabile**. Il bambù è rinnovabile perché cresce rapidamente e raggiunge la sua massima resistenza meccanica dopo circa 3-5 anni dalla nascita (a differenza del legno al quale occorrono diversi decenni per raggiungere la propria maturazione). È sostenibile perché cresce senza particolari trattamenti chimici e fisici del terreno. Una delle sue principali qualità è che può produrre una grande quantità di biomassa⁹: dalle 10 alle 47 tonnellate per ettaro all'anno. [Lárraga, 2018]

Riduce, inoltre, l'erosione del suolo. Le radici del bambù riescono a rafforzare i terreni e ad assorbire grandi quantità d'acqua, in modo da mitigare gli effetti prodotti dalle piogge e dalle alluvioni che portano all'erosione del terreno. Le foreste di canna di Guadua, diffuse in molte parti del Sud America, possono trattenere fino a 30.000 litri di acqua per ettaro. [Lárraga, 2018]

⁹ La Biomassa, utilizzabile ai fini energetici, consiste in tutti quei materiali organici che possono essere utilizzati direttamente come combustibili ovvero trasformati in combustibili solidi, liquidi o gassosi. Si definisce biomassa qualsiasi sostanza di matrice organica, vegetale o animale, destinata a fini energetici o alla produzione di ammendante agricolo, e rappresenta una sofisticata forma di accumulo dell'energia solare. Sono quindi biomasse, oltre alle essenze coltivate espressamente per scopi energetici, tutti i prodotti delle coltivazioni agricole e della forestazione, compresi i residui delle lavorazioni agricole e della silvicoltura, gli scarti dei prodotti agro-alimentari destinati all'alimentazione umana o alla zootecnia, i residui, non trattati chimicamente, dell'industria della lavorazione del legno e della carta, tutti i prodotti organici derivanti dall'attività biologica degli animali e dell'uomo, come quelli contenuti nei rifiuti urbani. [<https://www.rinnovabili.it/energia/biomassa/definizione-biomassa/>]

Infine, assorbe quantità di CO₂ maggiori rispetto a molte altre specie di alberi, avendo una crescita più rapida, mostrandosi così adatto a limitare il problema dell'effetto serra in molte parti del mondo.

Da uno studio olandese condotto da De Flander et al. (2009) si dimostra che il bambù sia molto più sostenibile rispetto ad un comune legno. La ricerca, infatti, afferma che un ettaro di foresta di bambù riesce annualmente a fornire il quantitativo necessario per edificare una casa di media grandezza (175 m²), a differenza del legno che mediamente riesce a fornire lo stesso quantitativo ogni quattro anni per ettaro di foresta.

2.3. Normativa tecnica di riferimento

Attualmente non esistono norme nazionali che definiscono i principi e i criteri per un utilizzo sicuro del bambù nell'ambito dell'ingegneria civile. Questo vuoto normativo di certo non facilita i professionisti del settore a sceglierlo come materiale da costruzione.

Al momento solo alcuni Paesi non europei, come l'India, l'Ecuador, il Perù, la Colombia e gli USA, dispongono di una normativa tecnica nazionale che supporta gli ingegneri nella progettazione e nella verifica delle opere portanti realizzate con questo materiale.

L'ente più importante a livello mondiale per la definizione delle norme tecniche, ovvero l'ISO, ha pubblicato, tuttavia, alcune normative a sostegno del bambù strutturale. Le prime due, pubblicate nel 2004, ovvero la ISO 22156 e 22157, riguardano le regole di progettazione delle strutture in bambù e le modalità per valutare correttamente le proprietà fisiche e meccaniche dei culmi. La ISO 19624, successiva alle prime due e in fase di sviluppo, definisce, invece, le procedure per la valutazione dei culmi attraverso prove non distruttive. La ISO 21625, in fase di preparazione, definisce la classificazione dei prodotti di bambù ed, infine, la ISO 23478 riguarda i test per definire le proprietà fisiche e meccaniche da effettuare sul bambù lamellare.

[Fabiani, 2016]

Nel lavoro di tesi si fa riferimento alle seguenti norme:

- International Standard. ISO/DIS 22156:2004. *Bamboo - Structural design. First edition;*
- International Standard. ISO/DIS 22156:2020. *Bamboo — Structural design;*
- International Standard. ISO 12122-1:2014. *Timber structures - Determination of characteristic values - Part 1: Basic requirements;*
- Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. *Titulo G – Estructuras de madera y estructuras de guadua.* Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistente. (Normativa colombiana)

2.4. Prestazioni meccaniche culmi bambù italiano

Nel presente capitolo si desumono i valori caratteristici di resistenza e medi di modulo elastico del bambù italiano nella sua forma naturale, al fine di poter impiegare il materiale nella progettazione di una struttura di retrofitting.

Analizzare le prestazioni del bambù nella sua forma naturale significa caratterizzare il comportamento dei culmi in risposta ai vari tipi di sollecitazione. Si evidenzia una risposta ottimale a tutte le sollecitazioni che coinvolgono le fibre in senso assiale. [Greco, 2017]

Quanto evidenziato dagli studi condotti da Greco (2017) è in accordo con le caratteristiche geometriche e dimensionali del materiale, ovvero, essendo assimilabile ad una struttura cilindrica cava, risulta molto più performante in regime membranale (assiale) rispetto al regime flessionale e tagliante.

Fatte queste considerazioni, si determinano i valori caratteristici di resistenza a trazione e compressione parallela alle fibre e i valori medi di modulo elastico, a partire da dati sperimentali dedotti in seguito ad una campagna di indagini condotta dal centro di ricerca dell'Università di Bologna.

Lo studio riguarda cinque specie di bambù italiano della famiglia dei *Phyllostachys*: *Bambusoides* (BAM), *Edulis* (EDU), *Iridescens* (IRI), *Vivax* (VIV) e *Violascens* (VIO). Tutti i culmi di bambù testati sono stati coltivati in Italia, in particolare *Bambusoides*, *Iridescens* e *Vivax* nelle Langhe (Piemonte), *Edulis* (Pordenone, Friuli Venezia Giulia) e *Violascens* (Bologna, Emilia Romagna).

Dal culmo vengono tagliate due parti di un metro di lunghezza: la prima da 0,5 a 1,5 m da terra e la seconda da 2,5 a 3,5 m da terra. Da ciascuna delle due parti di un culmo si ottengono 4

provini: due cilindri per la prova di compressione, uno con nodo e uno senza nodo, e due bastoncini di sezione rettangolare per la prova di trazione, uno con nodo e uno senza nodo. Vengono esaminati tre culmi per ciascuna specie. [Molari, 2020]

Per quanto riguarda la sezione più bassa del bambù, tra il terreno e 0,5 metri, il materiale non è utilizzabile per dedurre le caratteristiche meccaniche, in quanto è esposto ad ambiente, poco controllabile, con un indice di umidità molto elevato dovuto alla vaporizzazione del terreno. Nemmeno la sezione sopra i 3,5 m è adatta per lo studio delle proprietà meccaniche, in quanto il diametro del culmo inizia a diminuire notevolmente. Si considerano 3 metri di culmo di bambù analizzabili, in cui il materiale presenta caratteristiche meccaniche rappresentative delle sue prestazioni per usi strutturali (fig.27).

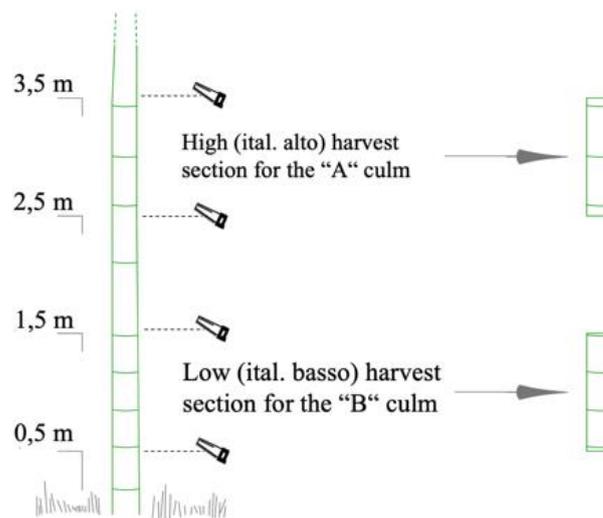


Figura 27. Altezza sezioni considerate [Molari, 2020]

2.4.1. Determinazione valori di progetto: normativa ISO e Colombiana

A partire dai dati a disposizione è possibile determinare i valori di progetto che derivano dai valori caratteristici di resistenza e medi di modulo elastico. In particolare, si fa riferimento a compressione e trazione parallela alle fibre. Si analizzano i dati relativi alle seguenti specie di bambù italiano della famiglia dei Phyllostachys: Bambusoides (BAM), Edulis (EDU), Iridesceus (IRI), Vivax (VIV) e Violascens (VIO).

Si calcola il valore caratteristico di resistenza considerando una distribuzione di probabilità gaussiana (normale), che rappresenta la distribuzione più realistica per la maggior parte delle grandezze fisiche. Si utilizza la seguente relazione:

$$x_k = \bar{x} - t_k \cdot \sigma$$

dove

- x_k rappresenta il valore caratteristico corrispondente ad un frattile al 5% (probabilità di superamento del 95%);
- $\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$ rappresenta il valore medio per una popolazione di n dati;
- $\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$ rappresenta lo scarto quadratico medio (indice della dispersione dei valori attorno al valore medio);
- t_k rappresenta il fattore di probabilità definito in funzione degli n campioni analizzati (UNI ENV 1991-1 Appendice D, Par. D. 3.2.3, Tab. D1):

UNI ENV 1991-1_ Appendice D, Par. D.3.2.2, Tab. D1

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

Per il calcolo dello sforzo ammissibile e del modulo elastico, valori di progetto, si fa riferimento alla normativa ISO/DIS 22156:2020, che rimanda alla ISO 12122-1:2014. Inoltre, si sceglie di calcolare tali valori anche seguendo le indicazioni del Regolamento colombiano sulle costruzioni sismo resistenti – titolo G – Strutture di legno e di Guadua. Quindi, è possibile confrontare i risultati ottenuti applicando la normativa ISO e la normativa colombiana, per le specie italiane, e i valori relativi alla Guadua riportati nella normativa colombiana.

Normativa ISO

Determinazione sforzo ammissibile

Si riporta di seguito la procedura per il calcolo dello sforzo ammissibile attraverso la normativa ISO/DIS 22156:2020.

Il § 6.4 delle **ISO/DIS 22156:2020** definisce la resistenza di progetto ammissibile come:

$$f_i = f_{ik} \cdot C_R \cdot C_{DF} \cdot C_T \cdot \left(\frac{1}{FS_m} \right)$$

dove

f_{ik} è la resistenza caratteristica corrispondente al frattile del 5% con una confidenza del 75%, definita nelle ISO 12122-1:2014 come $f_{i,0.05,0.75}$;

C_R è il fattore di ridondanza in relazione agli elementi con funzione strutturale;

C_{DF} è il fattore di correzione che tiene conto della classe di servizio e della durata del carico;

C_T è il fattore di correzione che tiene conto della temperatura di servizio;

FS_m è il fattore di sicurezza in funzione del tipo di sollecitazione.

Si determina $f_{i,0.05,0.75}$, seguendo l'appendice A delle **ISO 12122-1:2014**:

$$X_{i,0.05,0.75} = X_{0,05} \cdot \left(1 - \frac{k_{i,0.05,0.75} \cdot V}{\sqrt{n}}\right)$$

dove

$$X_{i,0.05,0.75} = f_{i,0.05,0.75}$$

n è il numero di campioni analizzati;

$X_{0,05} = x_k$ definito precedentemente;

$V = \frac{\sigma}{\bar{x}}$ rappresenta il rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media definiti precedentemente;

$k_{i,0.05,0.75}$ è un coefficiente moltiplicativo definito in funzione del numero di campioni come riportato nella tabella seguente:

Table A.3 — $k_{0,05,0,75}$

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.

Nel caso in esame tale coefficiente si assume pari a 2.05, avendo un numero di dati accettabili che varia da 4 a 6.

Fattore di ridondanza C_r

Il fattore di ridondanza degli elementi è definito al § 5.4 delle ISO/DIS 22156:2020. Nello specifico caso, in relazione alla tipologia strutturale, si assume C_r pari ad 1 (altri tipi di strutture). Si ricorda che con elementi strutturali ridondanti si definiscono elementi con capacità portante la cui presenza non è indispensabile per la stabilità della struttura, rimuovere un elemento ridondante non rende la struttura labile.

Table 5.1 Member redundancy factor, C_R

redundancy of member in structure	C_R
non-redundant as defined in 5.4.1	0.90
redundant as defined in 5.4.2	1.10
all other structures	1.00

Fattore di correzioni in funzione di classe di servizio e durata carico C_{DE}

Si considera la Classe di servizio 2 (§ 5.6.2 ISO/DIS 22156:2020) che è caratterizzata da un contenuto di umidità interna nel bambù non superiore al 20%, i valori di umidità generalmente sono nell'intorno del 10%. La durata del carico è quella legata all'azione sismica per cui C_{DF} è pari a 0,85 (§ 6.3 ISO/DIS 22156:2020).

Table 6.1 Load duration factor for capacity and strength, C_{DF}

load duration	Service Class defined in 5.6		
	1	2	3
permanent and long term applied load	0.60	0.55	see 5.6.3
transient loads	0.75	0.65	
instantaneous loads (wind and seismic)	1.00	0.85	

Fattore di correzioni in funzione della temperatura di servizio C_T

Si assume una temperatura di servizio non superiore ai 38°C, per cui C_T è pari a 1,00 (§ 6.3 ISO/DIS 22156:2020).

Table 6.2 Elevated service temperature factor, C_T

	Service Class defined in 5.6		
	1	2	3
$T \leq 38^\circ\text{C}$	1.00	1.00	see 5.6.3
$38^\circ\text{C} < T \leq 52^\circ\text{C}$	0.90	0.90	
$52^\circ\text{C} < T \leq 65^\circ\text{C}$	0.80	0.80	

Fattore di sicurezza in funzione del tipo di sollecitazione FS_m

Il fattore di sicurezza in funzione del tipo di sollecitazione è definito nel § 6.4 delle ISO/DIS 22156:2020. Nel caso in esame si assume FS_m pari a 2,00 sia per il calcolo dello sforzo ammissibile a compressione sia a trazione.

	f_c	f_t	f_m	f_v	f_{t90}	f_{m90}
FS_m	2.0	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0

Determinazione Modulo elastico

Si riporta di seguito la procedura per il calcolo modulo elastico (ISO/DIS 22156:2020).

Il § 6.4 delle **ISO/DIS 22156:2020** definisce il modulo elastico di progetto come:

$$E_d = E_k \cdot C_{DE} \cdot C_T$$

dove

$E_k = \frac{\sum_{i=1}^n E_i}{n}$ rappresenta il valore medio così come definito dalla ISO 12122-1:2014 (§ 6.6);

C_{DE} e C_T sono i fattori precedentemente definiti pari a 1,00.

Normativa Colombiana

La normativa colombiana presenta una serie di formulazioni analoghe alla normativa ISO/DIS 22156:2004, precedente alla ISO/DIS 22156:2020, la quale introduce la definizione di classi di servizio non presente sia nella normativa colombiana sia nella ISO/DIS 22156:2004.

Lo sforzo ammissibile si calcola nel seguente modo:

$$f_{ki} = f_{0.05i} \cdot \left(1 - \frac{2,7 \cdot \frac{\sigma}{\bar{x}}}{n} \right)$$

dove

f_{ki} è il valore caratteristico per la sollecitazione i ;

$f_{0.05i}$ è il valore corrispondente al frattile del 5% calcolato a partire dai dati di laboratorio.

$$F_i = \frac{FC}{F_s \cdot FDC} \cdot f_{ki}$$

dove

F_i è lo sforzo ammissibile per la sollecitazione i -esima;

FC è il fattore di riduzione che tiene conto della differenza fra la condizione di carico in laboratorio e la reale condizione di carico per la struttura;

F_s è il fattore di sicurezza;

FDC è il fattore di durata del carico.

$$F'_i = F_i \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t$$

dove

F'_i è la sollecitazione ammissibile che si considera in ambito progettuale;

C_D è il coefficiente di correzione che tiene conto della durata del carico;

C_m è coefficiente di correzione riferito al contenuto di umidità;

C_t è il coefficiente di correzione relativo alla temperatura.

Fattori FC, F_s e FDC

Nel capitolo G.12.7.4 il fattore di riduzione (FC), che tiene conto delle differenti condizioni di carico in laboratorio e sulla struttura reale, è posto pari a 0,50 per sforzi di trazione e si rimanda a maggiori indagini per sforzi di compressione paralleli alle fibre. Nel caso in esame si assume come valore di FC per quanto riguarda la compressione 0,5, facendo riferimento alle indicazioni della normativa ISO 22156: 2004, in cui è presente la medesima formula per la quale si definisce in mancanza di specifiche prove come valore di default FC pari a 0,5.

Nel medesimo capitolo sono indicati i valori di F_s e FDC anche questi espressi in funzione del tipo di carico. In particolare, si assume F_s pari a 2,0 per la trazione e pari a 1,5 per la compressione; mentre FDC è pari a 1,5 per la trazione e a 1,2 per la compressione.

Tabla G.12.7-3
Factores de reducción

Factor	Flexión	Tracción	Compresión 	Compresión \perp	Corte
FC	-	0.5	-	-	0.6
F_s	2.0	2.0	1.5	1.8	1.8
FDC	1.5	1.5	1.2	1.2	1.1

Coefficiente di correzione C_D

Si considera il coefficiente di correzione relativo alla durata del carico, facendo riferimento all'azione sismica § G.12.7.6.

Tabla G.12.7-4
Coeficientes de modificación por duración de carga

Duración de carga	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión \perp	Corte	Carga de diseño
Permanente	0.90	0.90	0.9	0.9	0.90	Muerta
Diez años	1.00	1.00	1.0	0.9	1.00	Viva
Dos meses	1.15	1.15	1.15	0.9	1.15	Construcción
7 días	1.25	1.25	1.25	0.9	1.25	
Diez minutos	1.60	1.60	1.6	0.9	1.60	Viento y Sismo
impacto	2.00	2.00	2.0	0.9	2.00	Impacto

Coefficiente di correzione C_m

Si considera il coefficiente di correzione relativo al contenuto di umidità, facendo riferimento ad un $CH \leq 12\%$ (valore desunto dalle indagini sperimentali).

Tabla G.12.7-5
Coeficientes de modificación por contenido de humedad (C_m)

Esfuerzos		CH $\leq 12\%$	CH = 13%	CH = 14%	CH = 15%	CH = 16%	CH = 17%	CH = 18%	CH $\geq 19\%$
Flexión	F_b	1.0	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.70
Tracción	F_t	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Compresión paralela	F_c	1.0	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.70
Compresión perpendicular	F_p	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Corte	F_y	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Modulo de elasticidad	$E_{0.5}$	1.0	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90
	$E_{0.05}$								
	E_{min}								

Coefficiente di correzione C_t

Si considera il coefficiente di correzione relativo alla temperatura, facendo riferimento ad una $T \leq 37^\circ\text{C}$.

Tabla G.12.7-6.
Coeficientes de modificación por temperatura (C_t)

Esfuerzos		Condiciones de servicio	(C_t)		
			$T \leq 37^\circ\text{C}$	$37^\circ\text{C} \leq T \leq 52^\circ\text{C}$	$52^\circ\text{C} \leq T \leq 65^\circ\text{C}$
Flexión	F_b	Húmedo	1.0	0.60	0.40
		Seco		0.85	0.60
Tracción	F_t	Húmedo		0.85	0.80
		Seco		0.90	
Compresión paralela	F_c	Húmedo		0.65	0.40
		Seco		0.80	0.60
Compresión perpendicular	F_p	Húmedo		0.80	0.50
		Seco		0.90	0.70
Corte	F_y	Húmedo		0.65	0.40
		Seco		0.80	0.60
Modulo de elasticidad	E	Húmedo	0.80	0.80	
		Seco	0.90		

Applicazione normativa ISO e Colombiana: sintesi e analisi dei risultati

Applicando la normativa ISO e Colombiana, così come definito, si ottengono i valori di progetto riportati nelle tabelle di pagina successiva, per i dati nel dettaglio si rimanda all'appendice A.1.

Dal confronto fra la normativa ISO e la normativa Colombiana, emerge come quest'ultima sia più cautelativa relativamente ai valori di resistenza a trazione. I coefficienti correttivi applicati dalla normativa colombiana sono differenti se si tratta di trazione o compressione, risultando essere più stringenti nel caso di trazione. La normativa ISO, invece, non prevede questo tipo di distinzione ed applica una serie di coefficienti correttivi, uguali a trazione e compressione, che possono essere definiti analoghi ai coefficienti di cui tiene conto la normativa Colombiana per la compressione. Per il confronto nel dettaglio si rimanda all'appendice A.2.

Per quanto riguarda le prestazioni meccaniche delle specie analizzate, la migliore risulta essere la *Phyllostachys Iridescens*. Tale specie presenta prestazioni migliori anche in relazione alla *Guadua*, che è normata ed utilizzata largamente in Colombia.

➤ *Specie Phyllostachys Bambusoides*

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Bambusoides		Guadua
Trazione (MPa)	40,11	23,59	28,8
Compressione (MPa)	25,05	25,49	22,4
Modulo elastico (Mpa)	19457,34	19457,34	9500

➤ *Specie Phyllostachys Edulis*

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Edulis		Guadua
Trazione (MPa)	36,43	21,65	28,8
Compressione (MPa)	17,22	17,13	22,4
Modulo elastico (Mpa)	15590,79	15590,79	9500

➤ *Specie Phyllostachys Iridescens*

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Iridescens		Guadua
Trazione (MPa)	59,96	36,23	28,8
Compressione (MPa)	27,35	28,08	22,4
Modulo elastico (Mpa)	19333,24	19333,24	9500

➤ *Specie Phyllostachys Vivax*

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Vivax		Guadua
Trazione (MPa)	35,94	21,41	28,8
Compressione (MPa)	24,33	25,22	22,4
Modulo elastico (Mpa)	17163,91	17163,91	9500

➤ *Specie Phyllostachys Violascens*

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Bambusoides		Guadua
Trazione (MPa)	22,92	13,35	28,8
Compressione (MPa)	19,59	20,08	22,4
Modulo elastico (Mpa)	17966,34	17966,34	9500

2.5. Prestazioni meccaniche bambù ingegnerizzato

Il bambù ingegnerizzato deriva dalla lavorazione dei culmi di bambù, in modo da ottenere un materiale in sezioni standardizzate con minore variabilità dimensionale e prestazionale rispetto al materiale naturale. Si presenta in forma ingegnerizzata in due possibili prodotti: bambù lamellare e bambù composito (scriber bamboo).

Il bambù lamellare mantiene sia le fibre longitudinali che una parte della matrice originale della pianta. Il culmo viene spaccato, piallato e pressato per formare delle lamelle rettangolari (fig.28). Il processo prevede l'utilizzo del 30% della materia prima, piallando le strisce per formare sezioni rettangolari si ha una grande perdita di materia prima.

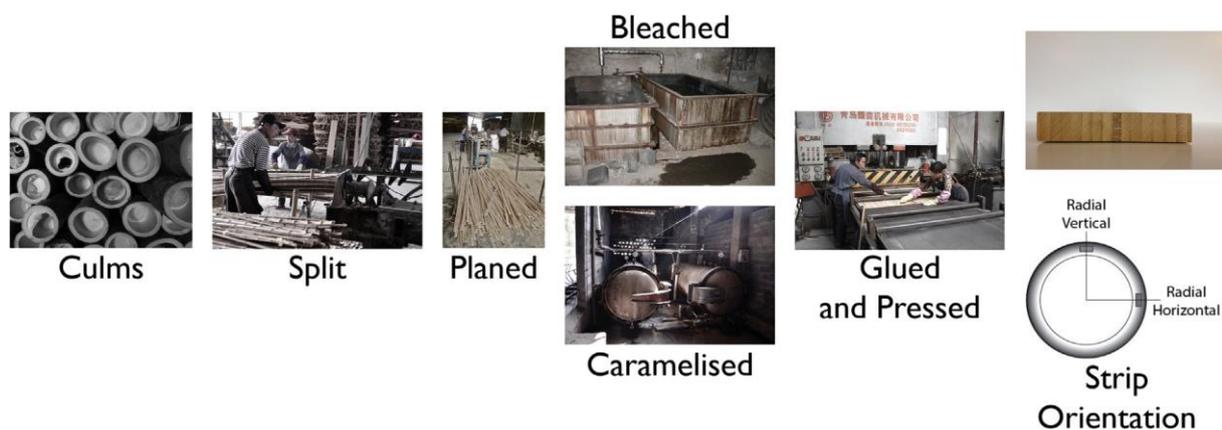


Figura 28. Processo di produzione bambù lamellare [Sharma, 2015]

Il bambù composito (scriber bamoo) è costituito da fascie di fibre saturate di resina e compresse in un blocco denso. Il processo mantiene la direzione longitudinale delle fibre ed utilizza la matrice di resina per collegarle (fig.29). È previsto l'utilizzo dell'80% della materia prima.



Figura 29. Processo di produzione bambù composito [Sharma, 2015]

Si riportano i risultati ottenuti dallo studio condotto da Sharma, pubblicato nel 2015, sulle prestazioni meccaniche del bambù ingegnerizzato.

Sono stati utilizzati due prodotti commerciali della Cina.

Il bambù composito è costituito da *Phyllostachys Pubescens* (Moso), una specie coltivabili e già attualmente coltivate in Italia, con una resina fenolica formaldeidica. Il prodotto finale ha una sezione di 140x140 mm disponibile in diverse lunghezze. La densità media è di 1160 kg / m³ con un tasso di umidità del 7%.

Anche le lastre di bambù lamellare vengono prodotte con strisce di *Phyllostachys Pubescens* utilizzando una resina a base di soia. I campioni sono costruiti da un foglio commerciale (2440 x 1220 x 19 mm). Il bambù Lamellare ha una densità media di 686 kg / m³ con un contenuto di umidità del 6%.

Per le prove si fa riferimento ai metodi indicati nella seguente tabella (fig.34).

Standard	Test method	Test schematic	Direction	n	Specimen size (mm)	Loading rate (mm/min)
ASTM D143 [25]	Tension	a	Parallel to grain	10	25 × 25 × 460	1.0
		b	Perpendicular to grain	10	62 × 50 × 50	2.5
BS 373 [24]	Compression	c	Parallel to grain	10	20 × 20 × 60	0.635
		d	Perpendicular to grain	10	50 × 50 × 50	0.635
BS 373 [24]	Shear	e	Parallel to grain	10	50 × 50 × 50	0.635
BS EN 408 [26]	Four-point bending	f	Bamboo scrimber	10	40 × 40 × 800	6.35
			Laminated bamboo		60 × 120 × 2400	10

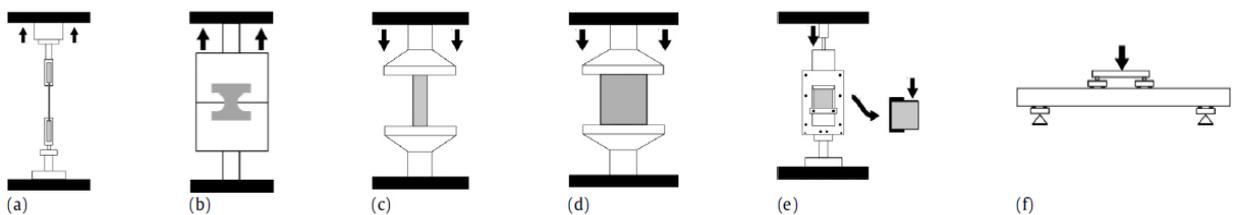


Figura 30. Metodi di indagine test su bambù ingegnerizzato [Sharma, 2016]

Si riportano i risultati ottenuti in seguito alle prove di compressione (parallela e ortogonale alle fibre), trazione (parallela e ortogonale alle fibre), taglio e flessione (fig.35).

		Density	Compression		Tension		Shear	Flexural	
		ρ kg/m ³	$f_{c\parallel}$ MPa	$f_{c\perp}$ MPa	$f_{t\parallel}$ MPa	$f_{t\perp}$ MPa	τ_{\parallel} MPa	f_b MPa	E_b GPa
Laminated bamboo ^a	\bar{x}	686	77	22	90	2	16	77–83	11–13
	COV	0.05	0.05	0.07	0.26	0.13	0.05	0.06–0.08	0.05–0.06
Bamboo scrimber ^a	\bar{x}	1163	86	37	120	3	15	119	13
	COV	0.02	0.02	0.05	0.14	0.13	0.11	0.08	0.04

Figura 31. Risultati test di compressione, trazione, taglio e flessione [Sharma, 2015]

2.6. Possibili connessioni

I collegamenti rappresentano gli elementi di maggiore criticità, in quanto sono zone di trasmissioni delle sollecitazioni, caratterizzate, quindi, da una concentrazione di sforzi che può portare alla crisi del materiale.

Per quanto riguarda le connessioni fra **culmi di bambù** sono presenti diverse tipologie di giunzioni, molte di queste vengono realizzate attraverso la foratura dei culmi che indebolisce il materiale, le più recenti tecnologie permettono di creare connessioni evitando di forare i culmi.

Si riportano esempi di giunzioni che utilizzano la cavità del bambù, senza la presenza di forature. Il trasferimento delle sollecitazioni può avvenire attraverso il contatto all'interno della sezione del materiale. Si possono realizzare strutture composte da dischi metallici (fig.32). In tal caso la trasmissione avviene nelle zone di contatto fra i dischi e la parte interna del bambù. Se si vuole aumentare l'area di contatto si possono usare delle giunzioni che prevedano l'utilizzo di due elementi di legno dalla forma conica e di un bullone, connessi come riportato nella figura 33. Il problema principale dell'utilizzo del legno è legato alle differenti variazioni dimensionali legno-bambù, al variare delle condizioni termo-igrometriche, che possono portare alla fessurazione del bambù.

È opportuno rafforzare la parete del culmo con un rivestimento in acciaio, per aumentare la resistenza del materiale nella zona di contatto, attraverso un'azione di confinamento (fig.32-33).

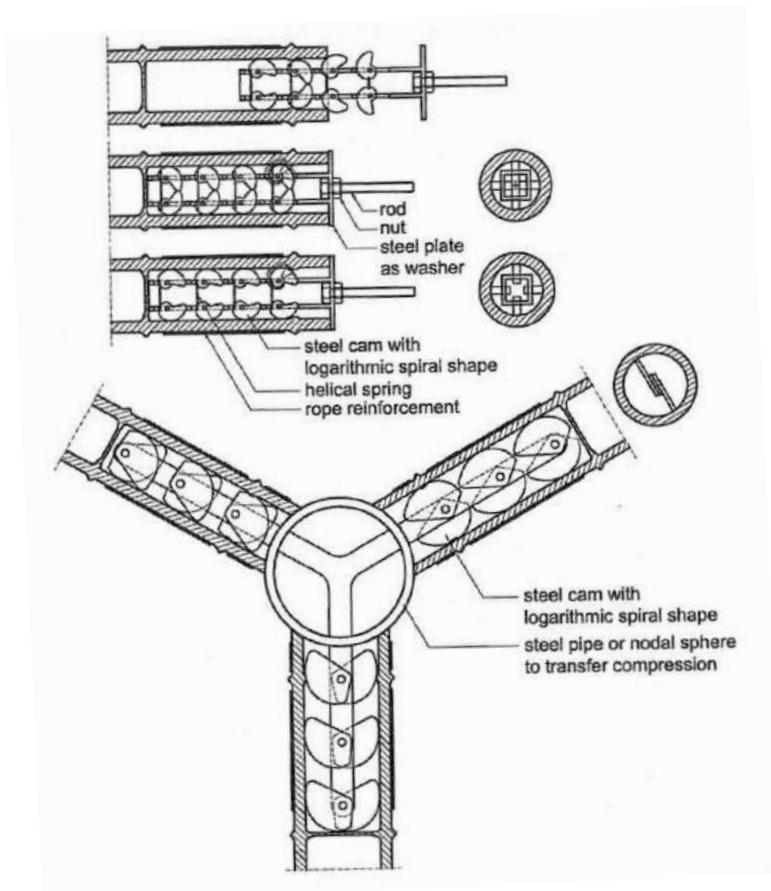


Figura 32. Connessione dall'interno con dischi metallici [Widyowijatnoko, 2012]

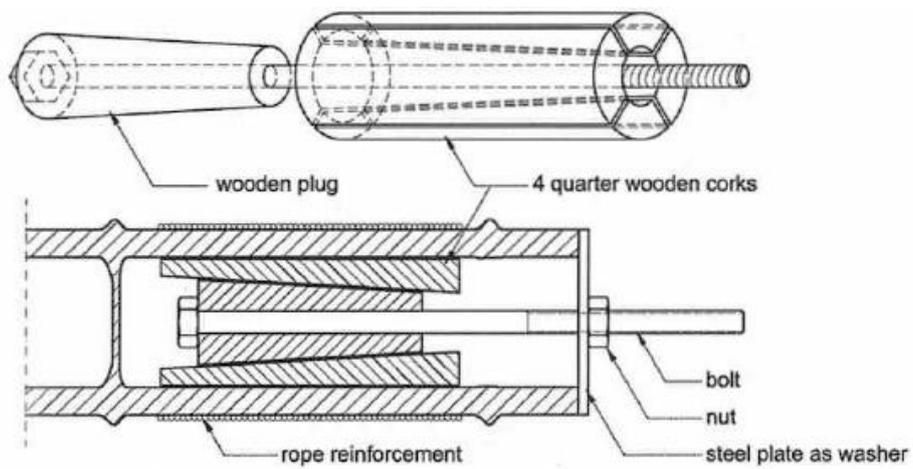


Figura 33. Connessione dall'interno con elementi in legno [Widyowijatnoko, 2012]

Di particolare interesse sono le connessioni dall'interno, realizzate con iniezione di malta ed elementi metallici: presentano buone prestazioni meccaniche e facilità di realizzazione. Queste caratteristiche ne permettono uno sviluppo in serie a livello industriale. Si analizzano in dettaglio le giunzioni realizzate per la “German-Chinese house” (fig.34), in collaborazione fra compagnie ed università tedesche e cinesi, in occasione dell'Expo 2010 di Shanghai¹⁰.



Figura 34. Vista frontale German-Chinese house [Heinsdorff, 2010]

Si realizza una miscela ad hoc per la malta iniettata. Il mix-design deve garantire buona lavorabilità, per facilitare l'iniezione all'interno del culmo, basso rapporto acqua/cemento, per limitare la presenza di porosità lasciate dall'evaporazione dell'acqua che portano ad una riduzione della resistenza della malta e alla maggiore possibilità di penetrazione degli agenti aggressivi che possono danneggiare l'acciaio. La miscela, inoltre, deve essere ad alta densità per minimizzare la carbonatazione, entrata di anidride carbonica che genera l'ossidazione e la conseguente corrosione delle armature per mezzo dell'ossigeno, e deve garantire stabilità dimensionale, in modo da evitare deformazioni differenziali fra malta e bambù al variare delle condizioni termo-igrometriche, che possono portare alla fessurazione della parete del culmo.

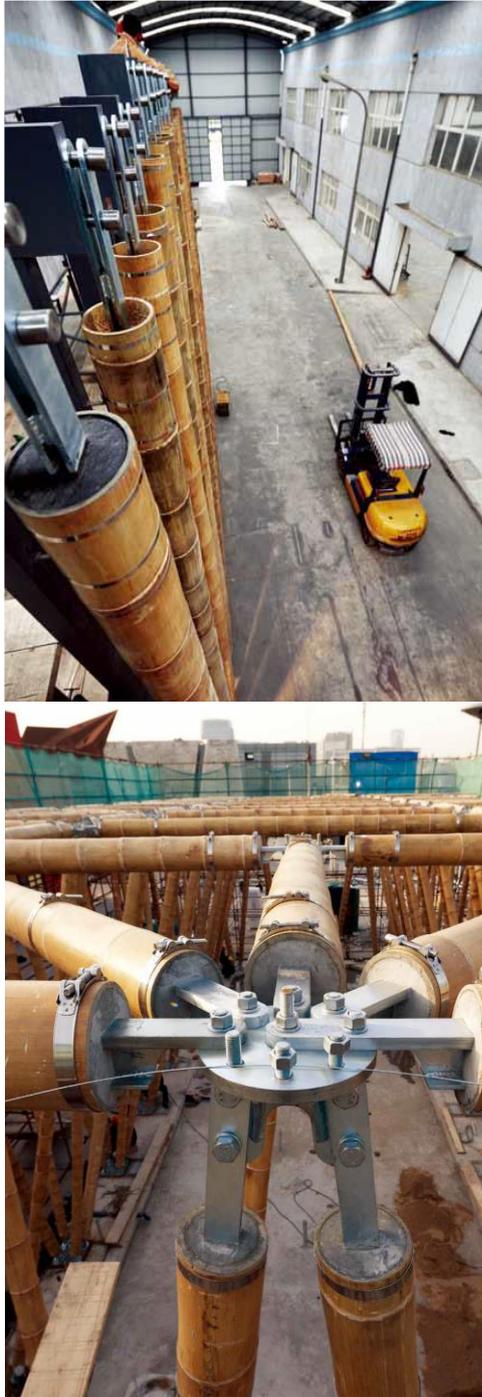
¹⁰Il tema dell'Esposizione Universale di Shanghai è “Better City, Better Life” che rappresenta una speranza comune a tutto il genere umano: *una vita migliore nel futuro sviluppo delle città del pianeta*. “Better City, Better Life” esprime l'interesse della comunità internazionale per le strategie di urbanizzazione e di sviluppo sostenibile. [<http://www.expo2010italia.gov.it/ita/tema.html>]

Per ottenere tali requisiti si definisce una miscela ad alto contenuto di finissimi. Si utilizzano come aggiunte ceneri volanti (flyash) che derivano dai residui delle centrali termiche al carbone. Sono un materiale pre-consumer, ossia un materiale che viene prodotto e sottratto al flusso dei rifiuti durante fasi industriali di produzione, rispetta quindi criteri di sostenibilità¹¹. Le ceneri volanti presentano una struttura vetrosa più sferica rispetto ad altre aggiunte, come ad esempio la pozzolana, ciò determina una maggiore lavorabilità dell'impasto.

La superficie interna del culmo viene rivestita attraverso due strati di resine epossidiche e poliuretatiche¹², che hanno la funzione di rendere impermeabile la parete di bambù e di aumentare l'aderenza con la malta. In particolare, il primo strato ha la funzione di rendere impermeabile il bambù, al fine di evitare che assorba l'acqua contenuta nella miscela necessaria alla malta al fine di idratarsi e conseguenzialmente acquisire prestazioni meccaniche. Il secondo strato contiene dei granuli (1-2mm di diametro) che servono per aumentare l'aderenza fra malta e bambù. Si riporta di seguito la rappresentazione delle connessioni (fig.35).

¹¹ Un materiale pre-consumer rappresenta un materiale riciclato, in quanto tale rispetta i principi di sostenibilità. In particolare, si distinguono due classi di materiale riciclati: pre-consumer, sottratti dal ciclo dei rifiuti durante un processo di fabbricazione, e i post-consumer, deviati dal flusso dei rifiuti alla fine del ciclo di vita. La normativa (Codice degli appalti pubblici - Decreto Legislativo 56/2017), favorisce l'impiego dei pre-consumer.

¹² Le resine epossidiche e poliuretatiche sono dei polimeri termoidurenti bicomponenti con reazione a freddo. Fanno parte della famiglia delle resine bicomponenti, chiamate così perché hanno sempre bisogno di 2 componenti per poter avere la catalisi (cioè l'indurimento). Nello specifico una resina base (A) e un agente indurente (B). Una volta miscelate, la resina epossidica e la resina poliuretaniche induriscono a temperatura ambiente.



- 1 Node
- 2 Bamboo
- 3 Air space
- 4 Concrete
max. 50cm filling level
- 5 Connecting steel

Figura 35. Connessioni con iniezione di malta: German-Chinese house [Heinsdorff, 2010]

Le giunzioni sono state testate sperimentalmente attraverso prove di trazione e compressione. La specie di bambù impiegata è la Guadua, con diametri che variano dai 15 ai 22 cm. Dalle prove è emerso che per effetto delle forze di trazione e di compressione trasmesse tramite la barra metallica, inserita all'interno della malta, si formano delle crepe nella miscela che si

propagano fino alla parete di bambù fessurandola, non appena il morsetto di metallo cede, la connessione collassa (fig.37). In particolare, si può costatare la buona aderenza della malta alla superficie di bambù, in quanto questa è ancora aderente al materiale in seguito alla crisi (fig.37). La connessione riesce a sopportare un carico di trazione in media pari a 110 kN, se si riempiono 2 internodi il carico si incrementa del 34%. Per quanto riguarda le prove a compressione, riempiti 2 internodi, la connessione riesce a sopportare un carico di compressione superiore a 200kN. [Heinsdorff, 2010]



Figura 36. Rivestimento parete con resina, modalità di crisi descritta e adesione malta-resina [Heinsdorff, 2010]

Le connessioni fra elementi in **bambù ingegnerizzato** si realizzano, invece, in generale attraverso l'utilizzo di bulloni e piastre metalliche (fig.32). [Li, 2019]

È necessario quindi verificare la resistenza dei bulloni, delle piastre metalliche e degli elementi in bambù.

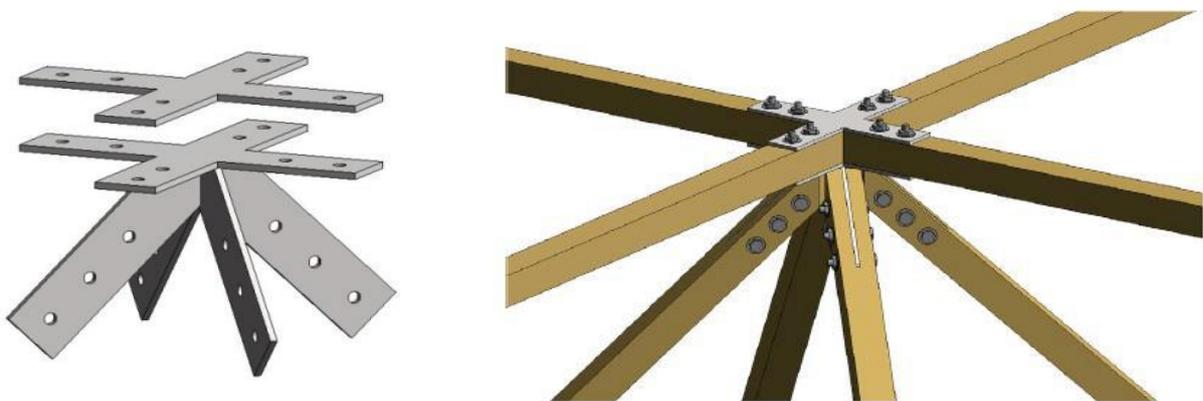


Figura 37. Esempio connessione fra elementi in bambù ingegnerizzato [Li, 2019]

Capitolo 3

3. Proposta sistema di retrofitting in bambù applicato a struttura intelaiata in c.a.

Definite due tipologie innovative di esoscheletro (cap.1) e le prestazioni meccaniche del bambù (cap.2), nel presente capitolo si illustrano le capacità di una struttura di retrofitting in bambù, applicata ad una struttura intelaiata in cemento armato.

Considerando le buone prestazioni del bambù sotto sforzi di compressione e trazione paralleli alle fibre, si definisce un esoscheletro per cui il materiale riesca a lavorare prettamente in regime assiale. Si progetta, quindi, un sistema di controventamento reticolare, facendo riferimento alle caratteristiche delle strutture diagrid, descritte nel capitolo 1.2.

3.1. Descrizione struttura originaria

Si considera, come struttura originaria, un edificio intelaiato in cemento armato, situato nel comune di Bologna. La costruzione presenta una pianta rettangolare con 4 campate in direzione longitudinale (luci: 6,4m; 5,9m; 5,9m; 6,4m) e due campate in direzione trasversale (luci: 6m; 6m). La pianta è simmetrica. La struttura è costituita da 4 piani: il primo piano (P1) ha un'altezza di 3,5m, mentre il secondo piano (P2), il terzo (P3) e il quarto (P4) presentano ciascuno un'altezza di 3,2m. Il tetto è piano.

I pilastri hanno una sezione trasversale quadrata, che varia dal primo all'ultimo piano con un decremento di 5cm per lato:

- P1 sez. trasversale 45 × 45 cm;
- P2 sez. trasversale 40 × 40 cm;
- P3 sez. trasversale 35 × 35 cm;
- P4 sez. trasversale 30 × 30 cm.

Le travi di bordo (fig.38) e le travi interne secondarie hanno una sezione trasversale rettangolare di dimensione 30×65 cm, mentre le travi di spina (fig.39) hanno una sezione trasversale a T con base superiore di lunghezza 60 cm, spessore della piattabanda 30 cm, lunghezza base inferiore 30 cm e altezza complessiva di 65cm. Il solaio in latero cemento presenta pignatte di altezza 25 cm e spessore della soletta in c.a. di 5 cm.

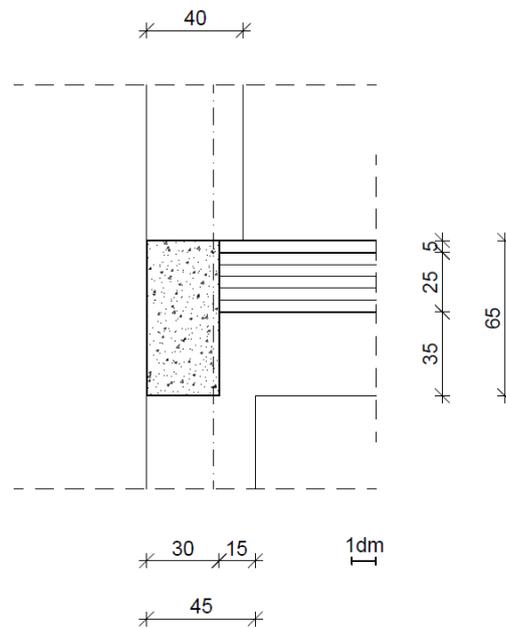


Figura 38. Particolare sezione trasversale trave di bordo primo piano e solaio in latero cemento

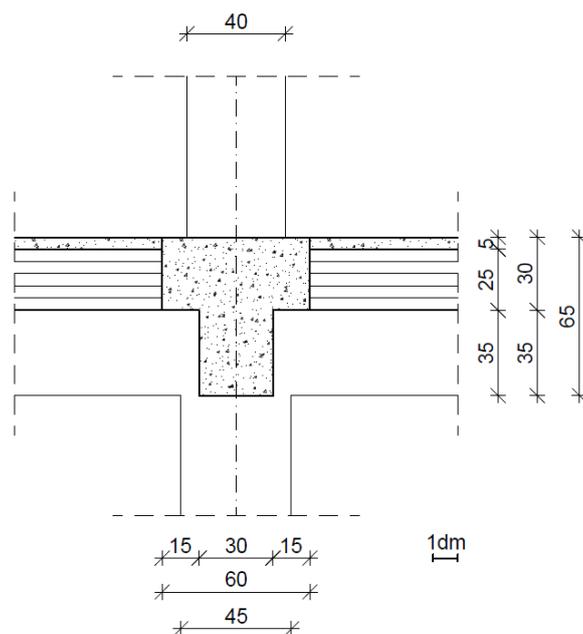


Figura 39. Particolare sezione trasversale trave di spina a T primo piano e solaio in latero cemento

3.1.1. Analisi dei carichi

Si procede all'analisi dei carichi per determinare le masse di piano.

L'analisi dei carichi agenti sulla struttura può essere svolta distinguendo le azioni in tre categorie: permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili.

Si distinguono due diverse tipologie di solai: i solai interpiano ed il solaio di copertura.

Entrambi i solai presentano la stessa dimensione e struttura resistente. Pertanto, entrambi i solai possiedono una soletta di spessore 5 cm e pignatte di altezza pari a 25 cm.

Solaio di interpiano

CARICHI PERMANENTI (G):

Carichi permanenti strutturali (G1)

- Soletta $25,00 \cdot 0,05 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

- Solaio fascia "h" $0,10 \cdot 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

$$= 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti non strutturali (G2)

- Pavimento in ceramica (spessore 2 cm) $= 0,40 \text{ kN/m}^2$

- Massetto (spessore 5 cm) $16,00 \cdot 0,05 = 0,80 \text{ kN/m}^2$

- Sottofondo isocal (10 cm) $4,00 \cdot 0,10 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

- Intonaco (spessore 1,5 cm) $= 0,30 \text{ kN/m}^2$

- Muratura di tramezzi forati $= 0,80 \text{ kN/m}^2$

$$= 2,70 \text{ kN/m}^2$$

$$= 6,45 \text{ kN/m}^2$$

CARICHI VARIABILI (Q):

- Ambiente ad uso residenziale (cat. A)

$$= 2,00 \text{ kN/m}^2$$

TOTALE

$$= 8,45 \text{ kN/m}^2$$

Solaio di copertura

Presenta la stessa struttura portante del solaio di interpiano.

CARICHI PERMANENTI (G):

Carichi permanenti strutturali (G1)

- Soletta $25,00 \cdot 0,05 = 1,25 \text{ kN/m}^2$
- Solaio fascia "h" $0,10 \cdot 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

$$= 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti non strutturali (G2)

- Intonaco (spessore 1,5 cm) $0,30 \text{ kN/m}^2$
- Barriera al vapore (spessore 2mm) $2,17 \cdot 0,002 = 0,02 \text{ kN/m}^2$
- Isolante termico stiferite (spessore 12cm) $0,34 \cdot 0,12 = 0,04 \text{ kN/m}^2$
- Impermeabilizzante guaina in bitume (sp. 4mm) $12 \cdot 0,004 = 0,05 \text{ kN/m}^2$

$$= 0,41 \text{ kN/m}^2$$

$$= 4,16 \text{ kN/m}^2$$

CARICHI VARIABILI (Q):

- Carico da neve (valore ottenuto da calcoli riportati di seguito) $= 0,80 \text{ kN/m}^2$
- Coperture accessibili per sola manutenzione (cat.H) $= 0,50 \text{ kN/m}^2$

$$= 1,30 \text{ kN/m}^2$$

TOTALE

$$= 5,46 \text{ kN/m}^2$$

Calcolo carico da neve

Seguendo il capitolo §3.4.1 delle NTC2018, il carico da neve si calcola con la seguente formula:

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

Dove:

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

Per cui si calcolano i valori di ciascun termine. In particolare, q_{sk} si calcola come riportato nel capitolo §3.4.2 (NTC18). Nel caso in esame, ci si trova in zona mediterranea con altitudine di riferimento di 54 m (Bologna), per cui:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di forma si calcola come riportato nella tabella 3.4.II del capitolo §3.4.3. Nel caso in esame, l'angolo di inclinazione è compreso tra 0° e 30° , per cui $\mu_i = 0,8$.

Il coefficiente di esposizione è riportato nella tabella 3.4.I del capitolo §3.4.4. Nel caso in esame, essendo le condizioni topografiche classificabili come normali, $C_E = 1$.

Il coefficiente termico è riportato nel capitolo §3.4.5. In assenza di specifici studi e documentazioni a riguardo, viene posto cautelativamente pari ad 1, per cui $C_t = 1$. Il carico da neve quindi, per il caso in esame, risulta pari a:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 1,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3.1.2. Determinazione masse di piano

Per definire le masse associate ai pesi gravanti sul telaio occorre tenere conto delle aree di influenza. I carichi gravitazionali sono calcolati con un criterio probabilistico fattorizzando i carichi variabili (§2.5 NTC18):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove:

G_1 rappresentano i carichi permanenti strutturali;

G_2 rappresentano i carichi permanenti non strutturali;

Q_{kj} rappresentano i carichi variabili;

Ψ_{2j} rappresentano i coefficienti moltiplicativi definiti dalla tab.2.5.I.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

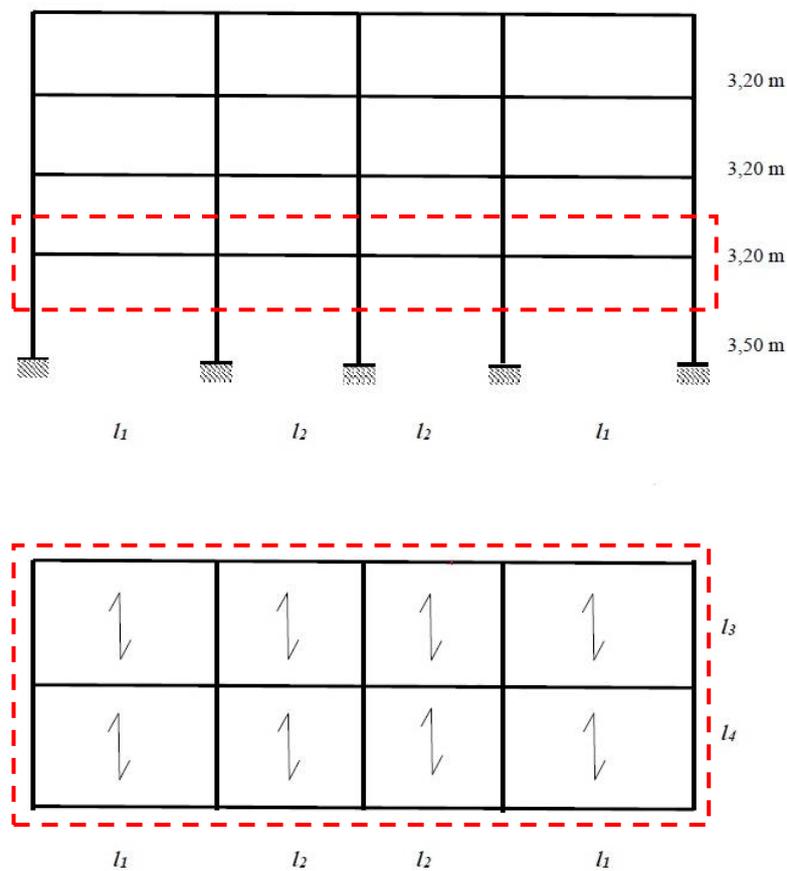
Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale 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

Calcolo carichi gravitazionali impalcato 1

Si definiscono le aree di influenza considerando:

- in pianta l'intera area del piano;
- in altezza un'area che considera la semisomma delle altezze di piano adiacenti all'impalcato 1.

Di seguito si riporta tratteggiata l'area di competenza per lo specifico impalcato.



Si procede al calcolo del carico gravitazionale considerando i carichi relativi a:

- Solaio di interpiano;
- Trave di spina a T;
- Travi di bordo e secondarie;
- Pilastri a sezione quadrata;

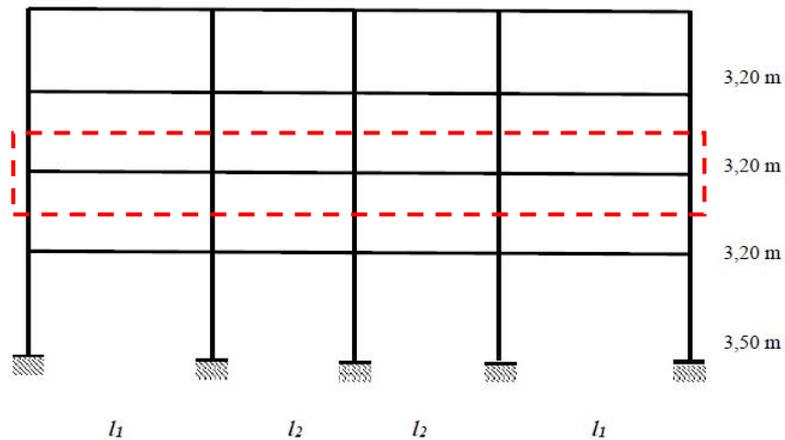
- Tamponamenti per i quali si considera il seguente carico:

calcolo carico tamponamento esterno			
	spessore (m)	peso specifico (kN/m ³)	Q (kN/m ²)
laterizi	0,25	8	2
isolante	0,12	0,34	0,041
intonaco (est + int.)	0,03	20	0,6
			somma
		carico tamp. Esterno	2,64

Piano tipo impalcato 1		
solaio	G1+G2 (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
	6,45	2
moltiplico per area influenza	G1+G2 (kN)	Q (kN)
	1919,52	595,20
trave a T (di spina)	G1 (kN)	
	176,70	
travi rettangolari	G1(kN)	
	534,3	
pilastri	G1(kN)	
	227,70	
tamponamenti	G(kN)	
	390,67	
Applico formula normativa per calcolo carichi gravitazionali ($\Psi_{2j} = 0,3$ ambiente ad uso residenziale)		
	3427,44 kN	
Da cui ottengo massa associata ad impalcato 1, dividendo per 9,81 m/s ²		

Calcolo carichi gravitazionali impalcato 2

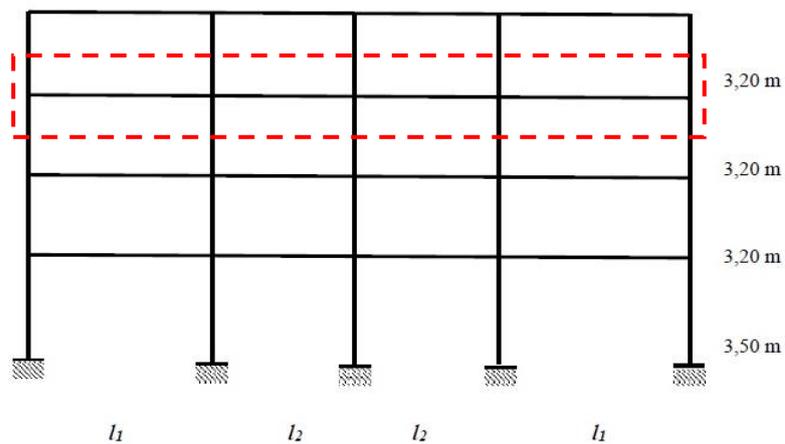
Si procede in maniera analoga considerando in altezza un'altra area di influenza, riportata di seguito, tenendo conto della semisomma delle altezze di interpiano adiacenti all'impalcato 2.



Piano tipo impalcato 2		
solai	G1+G2 (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
	6,45	2
moltiplico per area influenza	G1+G2 (kN)	Q (kN)
	1919,52	595,20
trave a T (di spina)	G1 (kN)	
	176,7	
travi rettangolari	G1 (kN)	
	534,30	
pilastri	G1 (kN)	
	169,50	
tamponamenti	G (kN)	
	373,18	
Applico formula normativa per calcolo carichi gravitazionali ($\Psi_{2j} = 0,3$ ambiente ad uso residenziale)		
	3351,76 kN	
Da cui ottengo massa associata ad impalcato 2, dividendo per 9,81 m/s ²		

Calcolo carichi gravitazionali impalcato 3

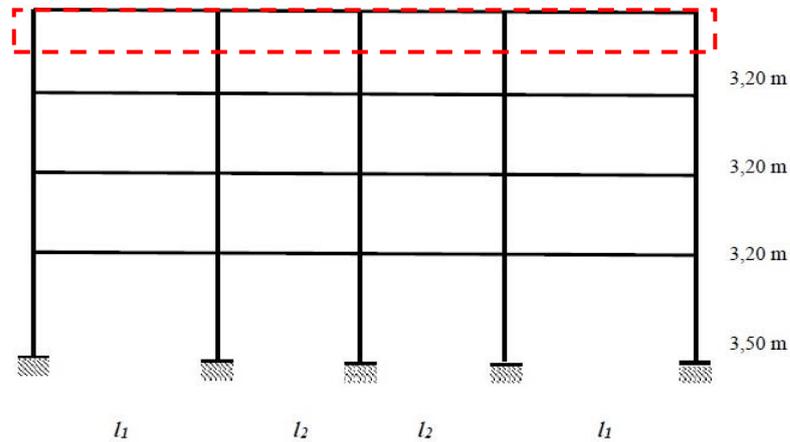
Si procede in maniera analoga considerando in altezza un'altra area di influenza, riportata di seguito, tenendo conto della semisomma delle altezze di interpiano adiacenti all'impalcato 3.



Piano tipo impalcato 3		
solai	G1+G2 (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
	6,45	2
moltiplico per area influenza	G1+G2 (kN)	Q (kN)
	1919,52	595,2
trave a T (di spina)	G1(kN)	
	176,7	
travi rettangolari	G1(kN)	
	534,30	
pilastri	G1(kN)	
	127,50	
tamponamenti	G(kN)	
	373,18	
Applico formula normativa per calcolo carichi gravitazionali ($\Psi_{2j} = 0,3$ ambiente ad uso residenziale)		
	3309,76 kN	
Da cui ottengo massa associata ad impalcato 3, dividendo per 9,81 m/s ²		

Calcolo carichi gravitazionali impalcato 4 (piano copertura)

Si procede in maniera analoga considerando in altezza un'altra area di influenza, riportata di seguito, tenendo conto delle altezze di interpiano adiacenti all'impalcato 4.



Piano copertura impalcato 4		
soffitto	$G1+G2$ (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
	4,16	1,30
moltiplico per area influenza	$G1+G2$ (kN)	Q (kN)
	1238,02	386,88
trave a T (di spina)	$G1$ (kN)	
	176,70	
travi rettangolari	$G1$ (kN)	
	534,30	
pilastri	$G1$ (kN)	
	127,50	
tamponamenti	G (kN)	
	186,59	
Applico formula normativa per calcolo carichi gravitazionali ($\Psi_{2j} = 0$ copertura accessibile per sola manutenzione cat.H)		
	2263,10 kN	
Da cui ottengo massa associata ad impalcato 1, dividendo per 9,81 m/s ²		

Calcolo masse associate a carichi gravitazionali

Applico la seguente relazione:

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

Dove:

W rappresenta il carico gravitazionale (peso) in N;

g rappresenta l'accelerazione di gravità in m/s^2 .

	Pesi (kN)	Pesi (N)	Masse di piano (kg)
impalcato 1	3427,44	3427444,70	349382,74
impalcato 2	3351,76	3351756,73	341667,35
impalcato 3	3309,76	3309756,73	337386,01
impalcato 4	2263,10	2263104,37	230693,62

3.2. Caratterizzazione azione sismica e metodo di analisi

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2 delle NTC18), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1 NTC18, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 NTC18. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell’area della costruzione.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_o e T_C^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. Per un qualunque periodo di ritorno T_R è possibile ottenere i valori dei parametri a_g , F_o e T_C^* ad esso corrispondenti. Per facilitare le operazioni di valutazione puntuale della

pericolosità sismica, sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (www.cslp.it/cslp/index.php) è stato montato, ed è liberamente scaricabile, il programma “Azioni sismiche - Spettri di risposta ver. 1.02”. Il programma effettua tutte le operazioni di interpolazione sia geografica che temporale richieste per la valutazione dell’azione sismica.

Quindi, per caratterizzare l’azione sismica, attraverso gli spettri, è necessario definire le caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sottosuolo e il tempo di ritorno T_R .

Per prima cosa, si procede con la classificazione del sottosuolo. Per il comune di Bologna, si assumono le seguenti caratteristiche:

- Categoria sottosuolo B (rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa);
- Condizioni topografica T1 (inclinazione media $\leq 15^\circ$, si ipotizza suolo su cui si edifica la struttura pianeggiante).

La normativa definisce, nei confronti dell’azione sismica, quattro stati limite, livelli prestazionali, rispetto ai quali si può verificare il comportamento della struttura.

- Stato limite di operatività (**SLO**): la struttura non subisce particolari danni e non viene compromessa la sua stabilità e il suo utilizzo;
- Stato limite di danno (**SLD**): la struttura risulta essere danneggiata, ma i danni riscontrati non sono tali da mettere a rischio gli utenti e da comprometterne l’integrità strutturale;
- Stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**): la struttura presenta significativi danni degli elementi strutturali, nonché perdita di rigidità, ma conserva comunque una parte della rigidità e resistenza alle azioni verticali, nonché un margine di sicurezza per il collasso rispetto ad azioni sismiche orizzontali;
- Stato limite di prevenzione del collasso (**SLC**): la struttura presenta danni molto gravi degli elementi strutturali. Conserva comunque una parte della rigidità e resistenza alle

azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza per il collasso rispetto ad azioni sismiche orizzontali.

I primi due stati limite rientrano negli Stati limite di esercizio¹³ (SLE), mentre gli ultimi due rientrano negli Stati limite ultimi¹⁴ (SLU).

Si procede alla determinazione della vita di riferimento della struttura V_R e della probabilità di superamento P_{V_R} in relazione allo stato limite considerato, in modo da poter determinare T_R . Per calcolare V_R , si deve moltiplicare la vita nominale V_N , arco di tempo nel quale la struttura necessita solo di manutenzione ordinaria, per il coefficiente d'uso C_U , che dipende dalla classe d'uso della struttura. Per gli edifici ordinari, si considera $V_N = 50$ anni e $C_U = 1$, pertanto:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

La probabilità di superamento nella vita di riferimento V_R , per ciascuno stato limite, è riportata nella tabella 3.2.I delle NTC2018:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

¹³ Per stato limite di esercizio si intende il raggiungimento da parte di una struttura o di una sua parte di una condizione che rappresenta un limite oltre il quale non sono più garantite certe prestazioni di servizio, senza che per questo essa sia prossima a condizioni di crisi. Fanno parte degli stati limite di esercizio, per le strutture in calcestruzzo armato, le verifiche di deformazione, fessurazione e tensione di esercizio.

¹⁴ Per stato limite ultimo si intende il raggiungimento da parte di una struttura di un limite oltre il quale si possono manifestare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone.

Definita la vita di riferimento e la probabilità di superamento, ovvero la probabilità che un dato stato limite sia raggiunto e superato durante la vita di riferimento, è possibile calcolare il valore del tempo di ritorno, ossia l'intervallo di tempo in cui mediamente si susseguono due eventi sismici di medesima intensità. Si definisce il tempo di ritorno per ciascun stato limite, attraverso la seguente formula:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Da cui ne deriva:

Stato limite	V _R (anni)	P _{VR} (%)	T _R (anni)
SLO	50	81	30
SLD	50	63	50
SLV	50	10	475
SLC	50	5	975

Per quanto riguarda gli stati limite, per la struttura oggetto di studio, si considerano:

- SLD per terremoti lievi, che sono associati ad un'alta probabilità nella vita della costruzione, per cui devono essere limitati i danni;
- SLV per terremoti di maggiore intensità, associati ad una minore probabilità nella vita della costruzione, per cui deve essere salvaguardata la vita.

3.2.1. Definizione spettri di risposta e metodo di analisi

Come detto precedentemente, per stabilire l'intensità dell'azione sismica si può fare riferimento alle curve spettrali (spettri di risposta), i cui parametri fondamentali per la loro definizione sono forniti sito per sito al variare del periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R).

Per realizzare lo spettro di risposta, si è utilizzato il programma “Azioni sismiche - Spettri di risposta ver. 1.02” scaricabile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (www.cslp.it/cslp/index.php).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV NTC18) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V NTC18);

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_c \cdot T_C^*$$

dove:

C_T è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV NTC18);

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2 NTC18, la forma spettrale su sottosuolo di

categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Quindi, l'azione sismica può essere modellata attraverso lo spettro di progetto, definito così come descritto. In particolare, per il caso in esame si considera un'analisi dinamica lineare (analisi modale con spettro di risposta).

L'analisi lineare dinamica consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

Per valutare la risposta complessiva è necessario combinare gli effetti degli n -modi, tenendo conto che i massimi valori ottenuti per ciascun modo di vibrare (in termini di spostamenti, forze...), nello spazio fisico non si manifestano contemporaneamente. Si ricorre, perciò, a tecniche di sovrapposizione modale, che combinano gli effetti dell'azione sismica, non attraverso una semplice somma. Nello specifico caso si utilizza la metrica **SRSS** (Square root of the sum of the squares), che combina le grandezze nel seguente modo:

$$E_i = \sqrt{\sum_{r=1}^n (E_{ir})^2}$$

Dove:

E rappresenta il generico effetto dell'azione sismica (forze, spostamenti...);

i rappresenta l'indice di grado di libertà;

r rappresenta l'indice di modo di vibrare.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per le strutture può essere ridotta utilizzando un opportuno **fattore di comportamento q** , passando dallo spettro di risposta elastico allo spettro di risposta inelastico. I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per lo stato limite di danno (SLD) si considera q pari a 1. La struttura rimane in campo elastico.

Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) per edifici esistenti si fa riferimento al capitolo 8 della circolare annessa alle NTC18. Il fattore di comportamento q è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali (quando soggetti alle azioni non sismiche). I valori di q devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

Nel definire il comportamento della costruzione in presenza di sisma sono di particolare importanza i dettagli costruttivi; le informazioni su di essi possono essere desunte dai disegni originali, da un progetto simulato o da indagini in situ.

A titolo esemplificativo e quando realmente possibile, il rilievo dei dettagli costruttivi è finalizzato a conseguire le seguenti informazioni:

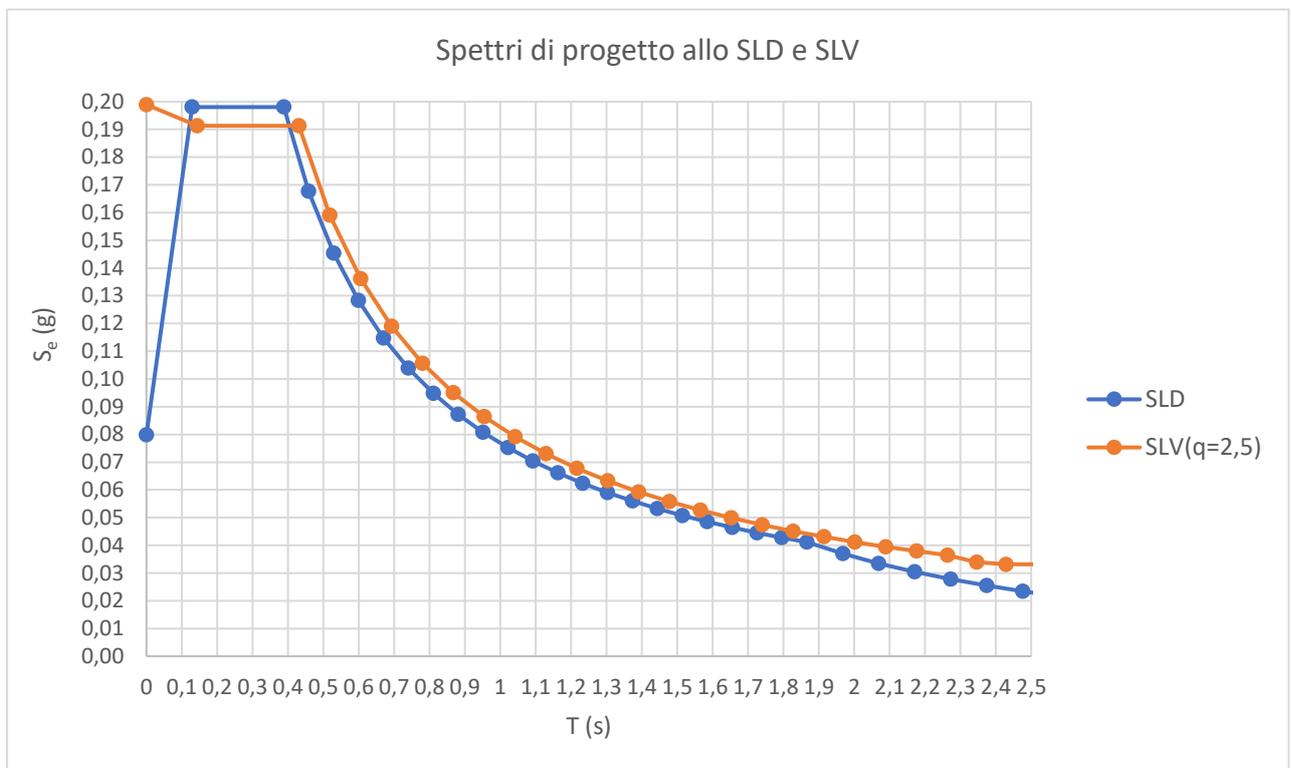
- quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti e sua disposizione;
- quantità di barre di armatura piegate che contribuiscono alla resistenza a taglio, presenti nelle travi;
- quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- spessore dei copriferri;
- lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre e dei loro ancoraggi.

Molti degli edifici esistenti sono stati progettati senza rispettare criteri antisismici o facendo riferimento a vecchie prescrizioni. Di conseguenza, molte costruzioni sono caratterizzate da un'insufficienza di dettagli costruttivi, tali da garantire una duttilità strutturale, in accordo con gli attuali standard. Nonostante le risorse plastiche di edifici esistenti siano significativamente inferiori a quelle di strutture di nuova costruzione, si è osservato, durante eventi sismici e da indagini sperimentali, che spesso mostrano una buona capacità di escursione in campo plastico. [Vona, 2018]

La normativa italiana fornisce un limite inferiore e superiore del fattore di comportamento, per stabilire il reale fattore da poter utilizzare per una specifica struttura è necessario tenere conto delle sue caratteristiche. In particolare, uno studio condotto da Vona, pubblicato nel 2018, riporta i valori di q per edifici esistenti, tenendo conto delle caratteristiche principali del patrimonio edilizio italiano definite da Masi, in una ricerca pubblicata nel 2012. Si analizzano una serie di strutture che presentano regolarità in pianta e in elevazione, con geometria e materiali rappresentativi degli edifici esistenti. In particolare, si variano i valori di tensione media cilindrica a compressione del calcestruzzo, da 10 a 28 Mpa, il numero dei piani delle strutture, da 2 a 8 livelli, la distribuzione dei tamponamenti. Si procede con un'analisi dinamica non lineare per la definizione di q . Dai risultati emerge che una distribuzione di tamponamenti non regolare in altezza (edifici con pilotis) porta ad una significativa diminuzione del fattore di comportamento, in accordo con la teoria che prevede per questi edifici un meccanismo di collasso di piano, che consente la formazione di un numero minore di cerniere plastiche rispetto ad un meccanismo globale e che quindi comporta una minore capacità di escursione in campo plastico della struttura. L'aumento della resistenza media a compressione del calcestruzzo, invece, comporta un incremento di duttilità a livello sezionale che si riflette in un incremento di duttilità della struttura. In aggiunta, un numero maggiore di piani è correlato alla possibilità di avere un numero maggiore di cerniere plastiche e quindi un aumento delle risorse plastiche.

Analizzando i dati ottenuti, se si escludo gli edifici con pilotis, si ottiene un range di valori di q che va da 2,5 a 5. L'edificio oggetto di studio, si può considerare simile per caratteristiche alle strutture analizzate, di conseguenza, si definisce un fattore di struttura per lo stato limite di salvaguardia della vita pari a 2,5, a favore di sicurezza, che rappresenta il limite inferiore del range di valori ottenuti e rispetta le limitazioni imposte dalla vigente normativa sismica.

Di seguito si riportano gli spettri di progetto allo SLD e SLV, definiti come illustrato nel presente capitolo.



3.3. Analisi preliminare bidimensionale delle capacità del sistema di retrofitting ancorato a telaio di bordo

Nel presente capitolo si applica al telaio di bordo della struttura originaria un sistema di controventamento reticolare, al fine di valutare l'efficacia dell'utilizzo di un esoscheletro costituito da bambù. In particolare, si proceda allo studio di una serie di casistiche, variando le dimensioni dei culmi, il loro numero per asta, e valutando l'efficacia dell'impiego del bambù ingegnerizzato e dell'acciaio.

3.3.1. Modellazione numerica telaio di bordo

Si modella il telaio di bordo attraverso il programma di calcolo Straus7. Si considera un problema piano, perciò si bloccano i possibili movimenti fuori piano dei nodi. La struttura si considera incastrata alla base, trascurando le interazioni con il terreno. Per la definizione della geometria e delle caratteristiche meccaniche del materiale si fa riferimento al capitolo 3.1., assumendo un calcestruzzo con resistenza a compressione cilindrica caratteristica (f_{ck}) pari a 30 MPa. Di conseguenza, si calcola il modulo elastico medio da inserire nel programma di calcolo con la formula riportata in normativa (NTC18) al capitolo 11.2.10.3.:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$$

Dove

$f_{cm} = f_{ck} + 8\text{Mpa}$ rappresenta la resistenza a compressione cilindrica media del calcestruzzo.

Gli elementi trave e pilastri vengono modellati come elementi beam. Per questo tipo di elementi il programma implementa funzioni di forma Hermitiane, che sono funzioni polinomiali di terzo grado di classe $C^{(1)}$, che permettono di ottenere una soluzione accurata quanto quella analitica che è basata sulla risoluzione dell'equazione della linea elastica. Questo implica che non sia

necessario utilizzare una mesh raffittita, per meglio cogliere la soluzione esatta, in quanto anche con una mesh grossolana l'elemento fornisce una soluzione accurata.

Nell'inserire le caratteristiche meccaniche degli elementi si pone nulla la loro densità, in modo da poter inserire masse traslazionali, considerando interamente il peso di ciascun impalcato (ottenuto per aree di influenza). Quindi, si procede all'inserimento delle masse traslazionali come attributo ad uno dei nodi di ciascun impalcato, ciò permette di definire la matrice delle masse (matrice masse lumped-diagonale si hanno solo inerzie traslazionali). Considerando il piano infinitamente rigido e avendo le pilastrate di uguale rigidezza, si calcola la quota parte della massa di piano associata al telaio di bordo dividendo per tre la massa associata a ciascun piano, calcolata nel capitolo 3.1.2.

Masse di piano associate a telaio di bordo lungo x	
	Masse (kg)
impalcato 1	116460,91
impalcato 2	113889,12
impalcato 3	112462,00
impalcato 4	76897,87

Le masse vengono inserite nel programma di calcolo come attributo al nodo attraverso i seguenti comandi: attribute → node → traslational mass.

Si ottiene il **modello FEM** riportato in figura 40 (visualizzazione solid).

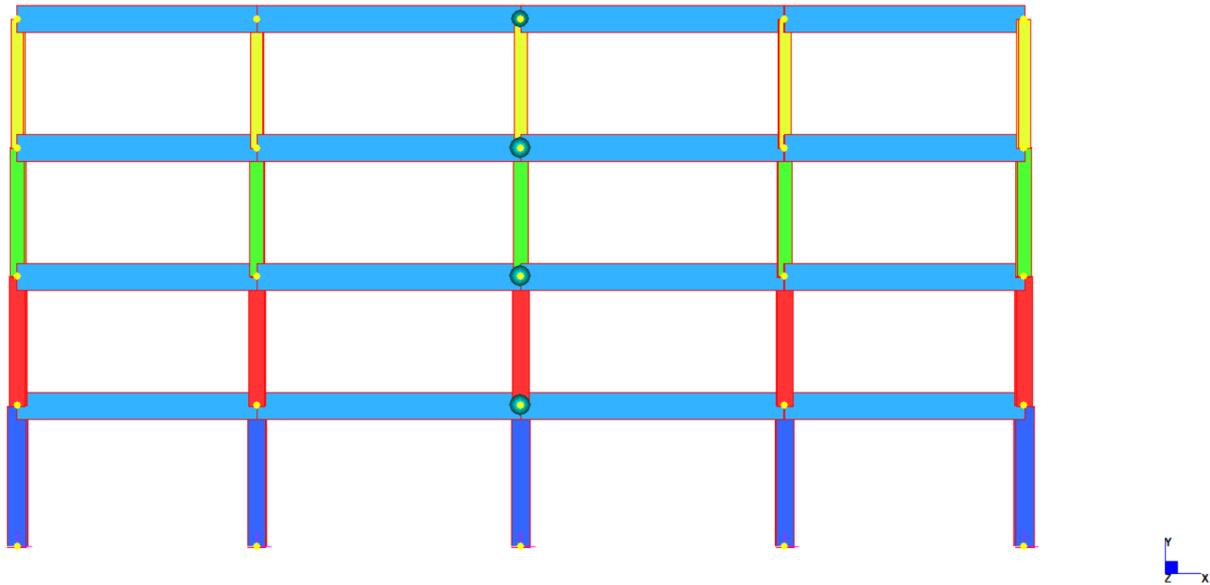


Figura 40. Modello FEM telaio di bordo

3.3.2. Analisi modale telaio di bordo

Si procede con l'analisi modale attraverso il comando "Natural frequencies", in modo da ottenere i **parametri modali** per poter svolgere un'analisi dinamica con spettro di risposta.

	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	9,554	0,657	1,521
Modo 2	23,767	0,264	3,785
Modo 3	36,286	0,173	5,778
Modo 4	52,861	0,119	8,417

Si considerano 4 modi di vibrare associati ad una massa partecipante complessiva pari alla massa totale. I periodi sono ordinati in maniera decrescente. I primi modi di vibrare sono quelli che partecipano maggiormente alla risposta.

Si riportano le configurazioni delle **deformate modali** visualizzate con un'amplificazione del 10%.

Modo 1

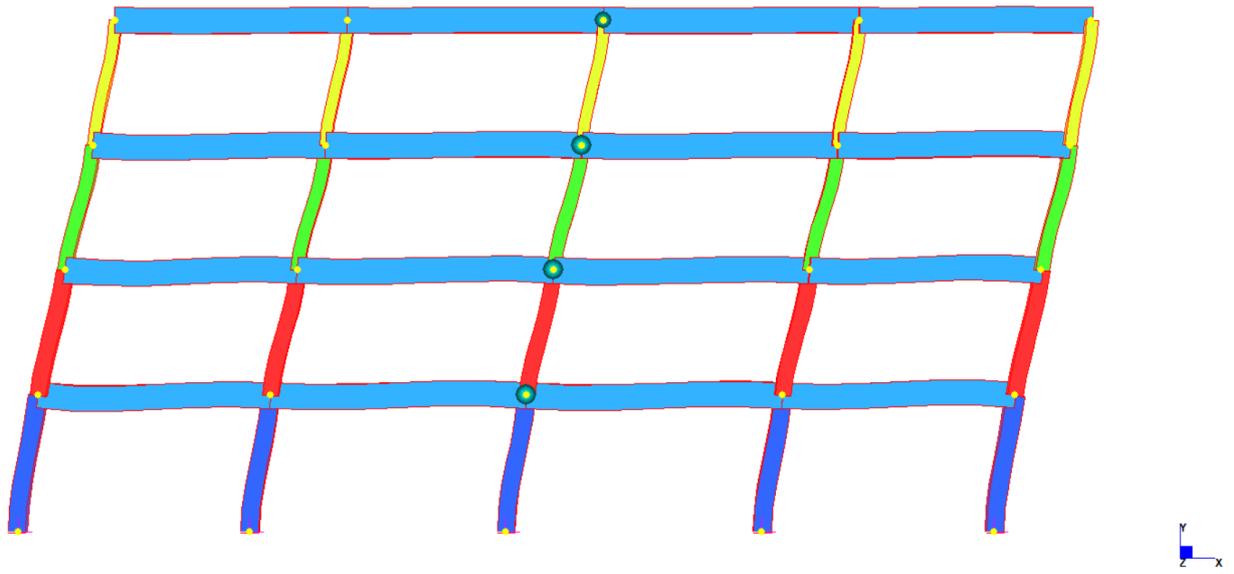


Figura 41. Configurazione deformata primo modo di vibrare

Modo 2

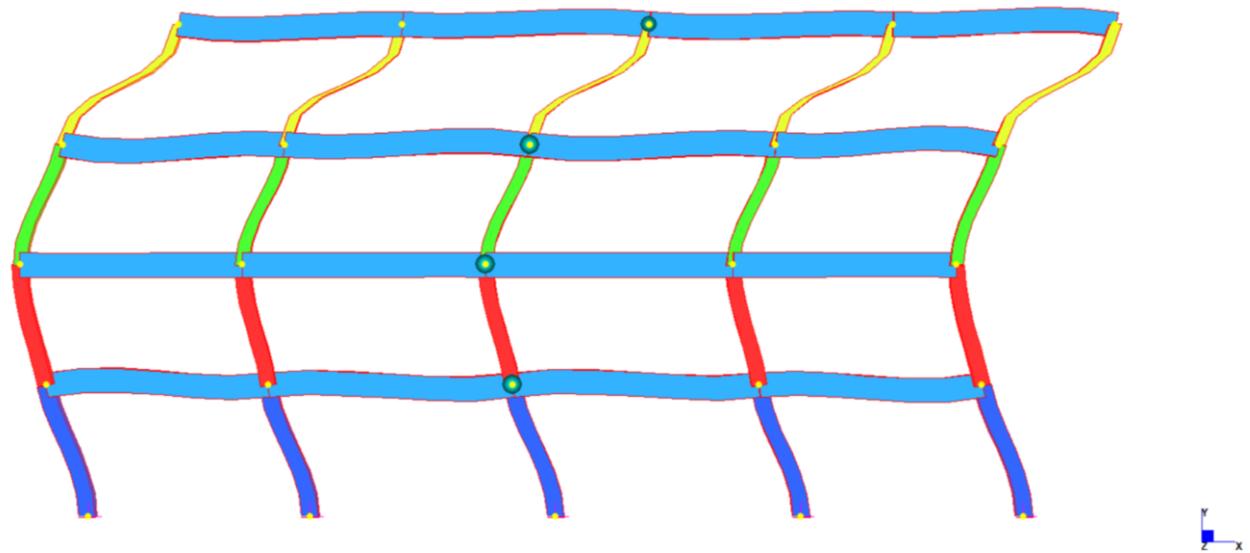


Figura 42. Configurazione deformata secondo modo di vibrare

Modo 3

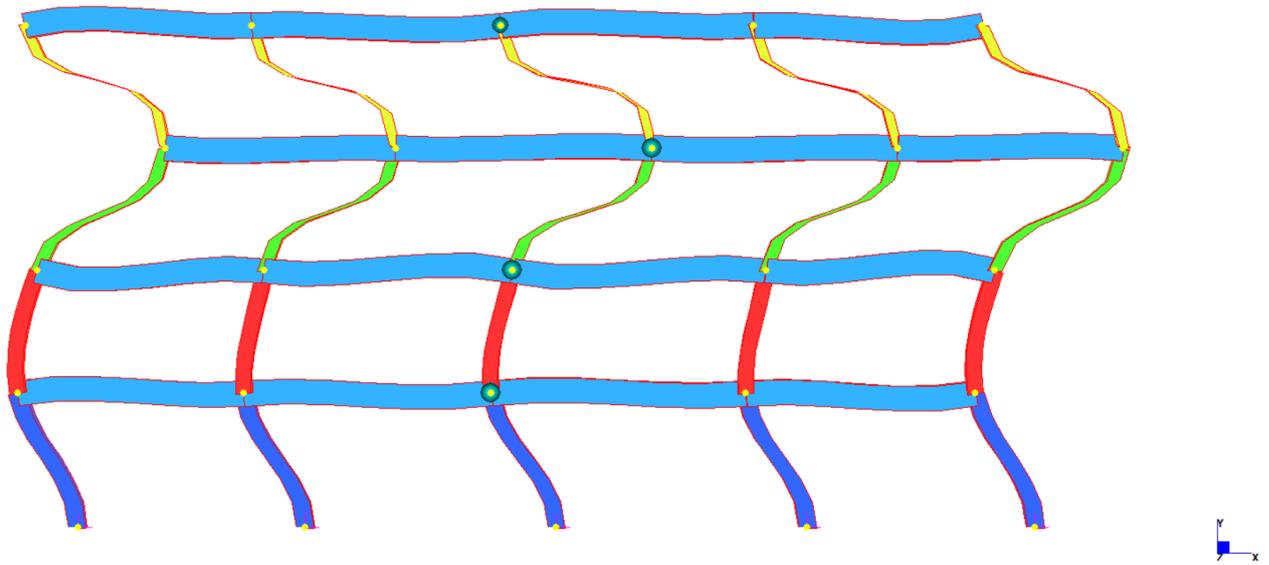


Figura 43. Configurazione deformata terzo modo di vibrare

Modo 4

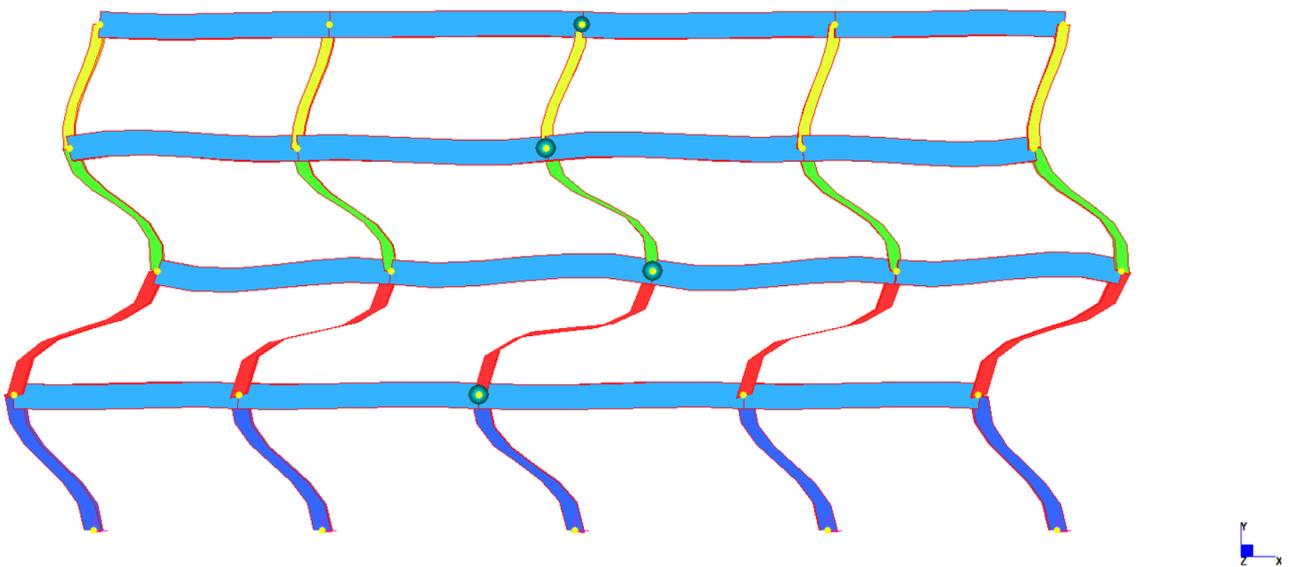


Figura 44. Configurazione deformata quarto modo di vibrare

Come prevedibile la deformata relativa al primo modo non presenta inversioni di segno, la deformate del secondo modo presenta una inversione, quella del terzo modo due inversioni e la deformata del quarto modo di vibrare presenta tre inversioni di segno.

3.3.3. Analisi modale con spettro di risposta telaio di bordo

Svolta l'analisi modale, si proceda all'inserimento nel programma degli spettri di progetto allo SLD e SLV, definiti nel capitolo 3.2.1., con accelerazioni spettrali in m/s^2 , come richiede il software. È possibile, quindi, svolgere l'**analisi modale con spettro di progetto** (analisi dinamica lineare), attraverso il solver "Spectral response".

Si riportano di seguito i tagli di piano allo SLD, ottenuti come somma delle sollecitazioni taglianti su ciascun pilastro, in combinazione SRSS.

Tagli di piano SLD	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	401285	40,13
Piano 2	351869	35,19
Piano 3	267639	26,76
Piano 4	148123	14,81

Al fine di valutare l'efficacia dell'applicazione di una reticolare di controventamento sulla struttura originaria, si confrontano i parametri modali e le sollecitazioni taglianti allo SLD. In un confronto iniziale non si considerano le sollecitazioni allo SLV, in quanto gli spettri di risposta allo SLD e SLV, presentano ordinate prossime fra di loro, a parità di periodo.

3.3.4. Possibili configurazioni del sistema di retrofitting

Le configurazioni di esoscheletro analizzate sono le seguenti:

- Reticolare con aste costituite da un culmo di Guadua diametro 150mm e sp. 20mm;
- Reticolare con aste costituite da un culmo bambù italiano diametro 75mm e sp. 8mm;
- Reticolare con aste costituite da due culmi bambù italiano diametro 75mm e sp. 8mm;
- Reticolare con aste costituite da un culmo bambù italiano diametro 90mm e sp. 9mm;
- Reticolare con aste costituite da due culmi bambù italiano diametro 90mm e sp. 9mm;
- Reticolare con aste costituite da tre culmi bambù italiano diametro 90mm e sp. 9mm;

- Reticolare con aste costituite da bambù ingegnerizzato sezioni trasversali rettangolari variabili da piano a piano (P1 → sez. 15x15cm; P2 → sez. 15x10cm; P3 → sez. 15x10cm; P4 → sez. 15x10cm);
- Reticolare con aste costituite da bambù ingegnerizzato al piano 1, sez.15x15cm, e un culmo di bambù italiano, con diametro 90mm e sp.9mm, al piano 2,3 e 4;
- Reticolare con aste costituite da bambù ingegnerizzato al piano 1, sez.15x15cm, e due culmi di bambù italiano, con diametro 90mm e sp.9mm, al piano 2,3 e 4;
- Reticolare con aste costituite da bambù ingegnerizzato al piano 1, sez.15x15cm, e tre culmi di bambù italiano, con diametro 90mm e sp.9mm, al piano 2,3 e 4;
- Reticolare, che considera la presenza di possibili aperture, con aste costituite da bambù ingegnerizzato al piano 1, sez.15x15cm, e tre culmi di bambù italiano, con diametro 90mm e sp.9mm, al piano 2,3 e 4;
- Reticolare, che considera la presenza di possibili aperture, con aste costituite da acciaio con profilo cavo e sezione circolare, diametro 101,6mm e sp.10mm, al piano 1, e tre culmi di bambù italiano, con diametro 90mm e sp.9mm, al piano 2,3 e 4.

Con bambù italiano si intende la specie *Iridescens* (IRI), che presenta le migliori prestazioni meccaniche fra le specie coltivate in Italia analizzate nel capitolo 2.4. I dati sperimentali trattati riguardano specie di bambù con diametri compresi fra 50 ÷ 90 mm. La normativa ISO/DIS 22156:2020, nella descrizione dei pannelli in cemento e culmi di bambù, definisce un diametro minimo per elementi strutturali principali, tale valore è pari a 75 mm. Con riferimento a ciò, si assume, nel caso in esame, come valore minimo di diametro dei culmi, utilizzabili per fini strutturali, 75 mm.

Con bambù ingegnerizzato si intende il bambù composito (scriber bamboo), le cui prestazioni sono definite nel capitolo 2.5.

Per la scelta del profilo d'acciaio si fa riferimento, ad un profilo simile a quello definito da Reggio (2019), nello studio descritto nel capitolo 1.2., utilizzando un diametro non molto superiore a quello dei culmi nell'ottica di poter rivestire l'intero esoscheletro con un materiale isolante che possa proteggere il bambù dagli agenti patogeni e garantire un miglioramento delle prestazioni energetiche dell'edificio.

3.3.5. Analisi struttura con sistema di retrofitting costituito da culmi di bambù in assenza di aperture

Le reticolari, che non tengono conto della presenza di aperture, presentano la seguente configurazione (fig.45-46). Si specifica che per modellare aste con più culmi si fa riferimento ad una sezione circolare cava con area equivalente calcolata come somma delle aree delle sezioni trasversali dei culmi.

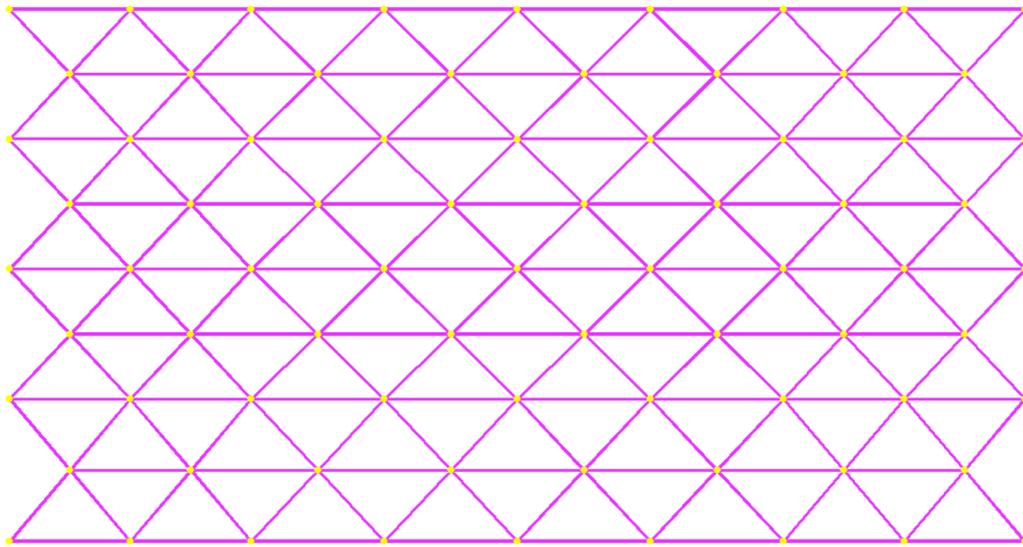


Figura 45. Geometria reticolare di controventamento

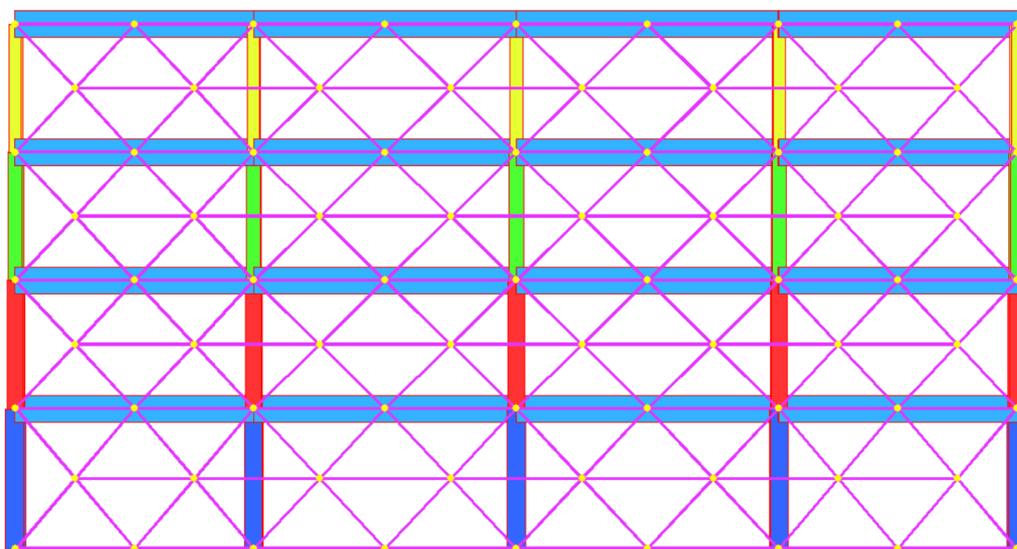


Figura 46. Reticolare di controventamento connessa a telaio di bordo

Di seguito si riportano i risultati relativamente ai parametri modale e tagli di piano per le diverse configurazioni di reticolari, inizialmente si trascura la presenza di aperture.

Telaio con reticolare specie Guadua (diametro= 15cm e sp. 2cm)			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	15,702	0,400	2,500
Modo 2	41,429	0,152	6,597
Modo 3	58,758	0,107	9,356
Modo 4	70,252	0,089	11,187
I periodi sono diminuiti la struttura è diventata più rigida			
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	362406	36,24	
Piano 2	213169	21,32	
Piano 3	120798	12,08	
Piano 4	37503	3,75	

Telaio reticolare bambù italiano specie IRIDESCENS (diametro = 7,5cm e sp. 8mm)			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	12,645	0,497	2,014
Modo 2	32,931	0,191	5,244
Modo 3	47,374	0,133	7,544
Modo 4	60,885	0,103	9,695
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	393198	39,32	
Piano 2	274607	27,46	
Piano 3	170532	17,05	
Piano 4	63302	6,33	

Telaio reticolare bambù italiano specie IRIDESCENS (due culmi per ciascuno diametro = 7,5cm e sp. 8mm)			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	14,943	0,420	2,379
Modo 2	39,32	0,160	6,261
Modo 3	55,887	0,112	8,899
Modo 4	67,814	0,093	10,798
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	371382	37,14	
Piano 2	226960	22,70	
Piano 3	130789	13,08	
Piano 4	42197	4,22	

Telaio reticolare bambù italiano specie IRIDESCENS (diametro =90mm e sp.9 mm)			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	13,531	0,464	2,155
Modo 2	35,437	0,177	5,643
Modo 3	50,688	0,124	8,071
Modo 4	63,492	0,099	10,110
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	384017	38,40	
Piano 2	253782	25,38	
Piano 3	152295	15,23	
Piano 4	52962	5,30	

Telaio reticolare bambù italiano specie IRIDESCENS (2 culmi per ciascuno diametro =90mm e sp.9 mm)			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	16,363	0,384	2,606
Modo 2	43,182	0,145	6,876
Modo 3	61,087	0,103	9,727
Modo 4	72,301	0,087	11,513
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	349519	34,95	
Piano 2	199616	19,96	
Piano 3	111958	11,20	
Piano 4	34021	3,40	

Telaio reticolare bambù italiano specie IRIDESCENS (3 culmi per ciascuno diametro =90mm e sp.9 mm)			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	18,698	0,336	2,977
Modo 2	49,324	0,127	7,854
Modo 3	69,245	0,091	11,026
Modo 4	79,805	0,079	12,708
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	283669	28,37	
Piano 2	147817	14,78	
Piano 3	81028	8,10	
Piano 4	23367	2,34	

3.3.6. Confronto fra struttura originaria e strutture con retrofit mediante culmi di bambù

Dall'analisi dei parametri modali di queste configurazioni, emerge che, all'aumentare delle dimensioni della sezione del culmo e del numero dei culmi per asta, si riduce il periodo in quanto la struttura diventa più rigida. Questo evidenzia che l'inserimento di una reticolare di controventamento aumenta la rigidità del telaio, riducendo, così, gli spostamenti di piano.

Per quanto riguarda i tagli, all'aumentare delle dimensioni sezionali dell'esoscheletro, aumenta la capacità della struttura esterna di ridurre le sollecitazioni sui pilastri. La ripartizione delle forze fra telaio e struttura reticolare avviene in relazione alle loro leggi di comportamento e alla loro interazione. Nella tabella seguente si riportano la riduzione del taglio sui pilastri in percentuale, rispetto al telaio originario senza controventamento. Dai risultati si evidenzia come la reticolare con 2 culmi per asta dal diametro di 90mm di bambù italiano abbia prestazioni simili alla reticolare con Guadua costituita da aste con 1 culmo dal diametro di 150mm. Il sistema di controventamento, inoltre, riesce a sgravare maggiormente i pilastri ai piani superiori in quanto la struttura originaria presenta pilastri con dimensioni sezionali decrescenti dal basso verso l'alto, questo porta ad un decremento della rigidità dei pilastri ai piani più alti.

Riducendosi la rigidità della struttura originaria, la reticolare riesce a collaborare maggiormente con il telaio di bordo, assumendo una quota parte maggiore delle forze.

Riduzione tagli di piano SLD (%)						
	GUADUA 1 culmo 150mm	IRI 1 culmo 75mm	IRI 2 culmi 75mm	IRI 1 culmo 90mm	IRI 2 culmi 90mm	IRI 3 culmi 90mm
Piano 1	10	2	7	4	13	29
Piano 2	39	22	35	28	43	58
Piano 3	55	36	51	43	58	70
Piano 4	75	57	72	64	77	84

3.3.7. Analisi struttura con sistema di retrofitting costituito da bambù ingegnerizzato e culmi bambù in assenza di aperture

Si riportano i parametri modali e i valori dei tagli di piano relativi alle configurazioni con bambù ingegnerizzato e culmi di bambù.

Telaio reticolare bambù ingegnerizzato			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	22,856	0,275	3,639
Modo 2	58,581	0,107	9,328
Modo 3	79,668	0,079	12,686
Modo 4	89,508	0,070	14,253
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	158432	15,84	
Piano 2	113211	11,32	
Piano 3	59113	5,91	
Piano 4	16625	1,66	
piano 1-> bambù composito 15x15cm			
piano 2-> bambù composito 15x10cm			
piano 3-> bambù composito 15x10cm			
piano 4-> bambù composito 15x10cm			

Telaio reticolare bambù ingegnerizzato e naturale			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	15,914	0,395	2,534
Modo 2	39,982	0,157	6,367
Modo 3	54,368	0,116	8,657
Modo 4	72,269	0,087	11,508
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	94741	9,47	
Piano 2	287248	28,72	
Piano 3	175816	17,58	
Piano 4	63021	6,30	
piano 1-> bambù composito 15x15cm			
piano 2-> bambù IRI 1 culmo diametro 90mm e sp.9mm			
piano 3-> bambù IRI 1 culmo diametro 90mm e sp.9mm			
piano 4-> bambù IRI 1 culmo diametro 90mm e sp.9mm			

Telaio reticolare bambù ingegnerizzato e naturale			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	18,654	0,337	2,970
Modo 2	47,267	0,133	7,527
Modo 3	63,683	0,099	10,141
Modo 4	76,112	0,083	12,120
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	134094	13,41	
Piano 2	203286	20,33	
Piano 3	174854	17,49	
Piano 4	36077	3,61	
piano 1-> bambù composito 15x15cm			
piano 2-> bambù IRI 2 culmi diametro 90mm e sp.9mm			
piano 3-> bambù IRI 2 culmi diametro 90mm e sp.9mm			
piano 4-> bambù IRI 2 culmi diametro 90mm e sp.9mm			

Telaio reticolare bambù ingegnerizzato e naturale			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	20,824	0,302	3,316
Modo 2	52,916	0,119	8,426
Modo 3	71,393	0,088	11,368
Modo 4	81,846	0,077	13,033
Tagli di piano SLD			
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)	
Piano 1	144529	14,45	
Piano 2	153027	15,30	
Piano 3	81442	8,14	
Piano 4	24341	2,43	
piano 1-> bambù composito 15x15cm			
piano 2-> bambù IRI 3 culmi diametro 90mm e sp.9mm			
piano 3-> bambù IRI 3 culmi diametro 90mm e sp.9mm			
piano 4-> bambù IRI 3 culmi diametro 90mm e sp.9mm			

3.3.8. Confronto fra struttura originaria e strutture con retrofit mediante bambù ingegnerizzato e culmi di bambù

Analogamente a quanto fatto precedentemente si definiscono le riduzioni dei tagli di piano in percentuale, rispetto al telaio originario, al variare della configurazione del retrofitting.

Riduzione tagli di piano SLD (%)				
	Bambù ing.	Bambù ing. e 1culmo	Bambù ing. e 2culmi	Bambù ing. e 3culmi
Piano 1	61	76	67	64
Piano 2	68	18	42	57
Piano 3	78	34	35	70
Piano 4	89	57	76	84
	P1 ->ing 15x15	P1 ->ing 15x15	P1 ->ing 15x15	P1 ->ing 15x15
	P2 ->ing 15x10	P2-4 -> 1culmo	P2-4 -> 2culmi	P2-4 -> 3culmi
	P3 ->ing 15x10	<i>Piano 1 eccessivamente rigido rispetto a piano superiore-> eccessiva variazione di rigidezza si può notare attraverso deformata</i>		
	P4 -> ing 15x10			

Per le due configurazioni che prevedono il bambù ingegnerizzato al piano 1 e, rispettivamente, un culmo e due culmi ai piani superiori, si nota un eccessivo irrigidimento del piano 1 rispetto

ai piani sovrastanti. Quindi, non si prendono in considerazione in quanto sono associate ad un'eccessiva variazione di rigidezza da un piano all'altro, una brusca variazione di rigidezza ostacola la formazione di un meccanismo di collasso globale. In relazione alle reticolari che considerano il solo utilizzo di culmi di bambù (§3.3.6.), l'impegno del bambù ingegnerizzato offre prestazioni migliori, in quanto dà la possibilità di aumentare le dimensioni della sezione trasversale, incrementando, così, la rigidezza della struttura di controventamento.

Visti i risultati e preferendo l'utilizzo di culmi di bambù rispetto al bambù ingegnerizzato, per quanto riguarda la sostenibilità, si sceglie la reticolare: P1→ ing.15x15cm + P2-4→3 culmi.

3.3.9. Analisi struttura con sistema di retrofitting in presenza di aperture

Considerando la composizione scelta nel capitolo precedente, si ipotizza una nuova configurazione che tenga conto della possibile presenza di aperture (fig.47-48).

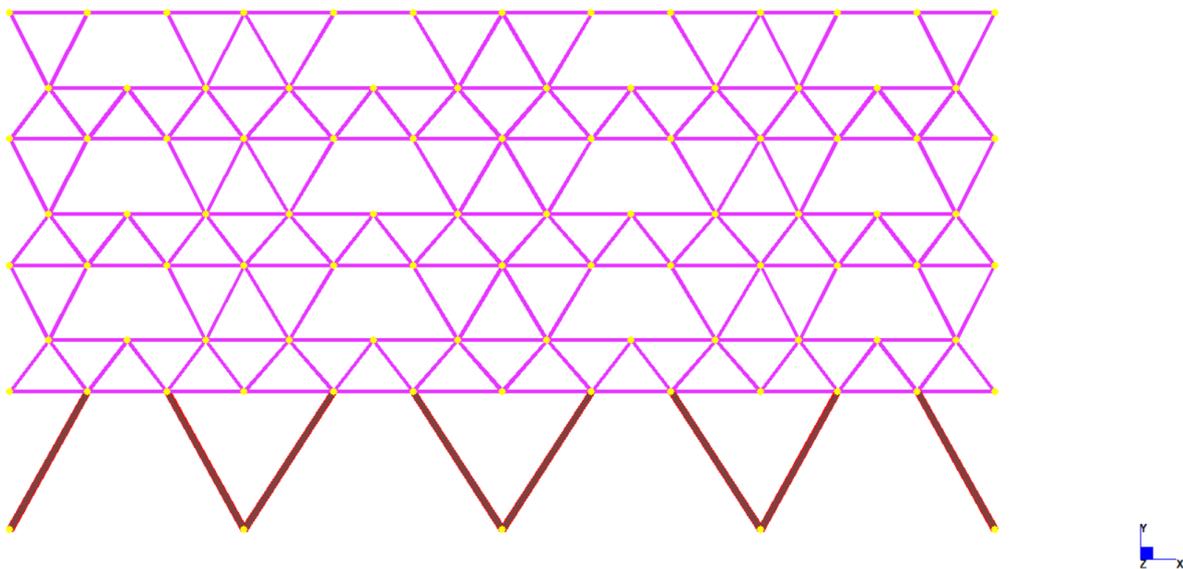
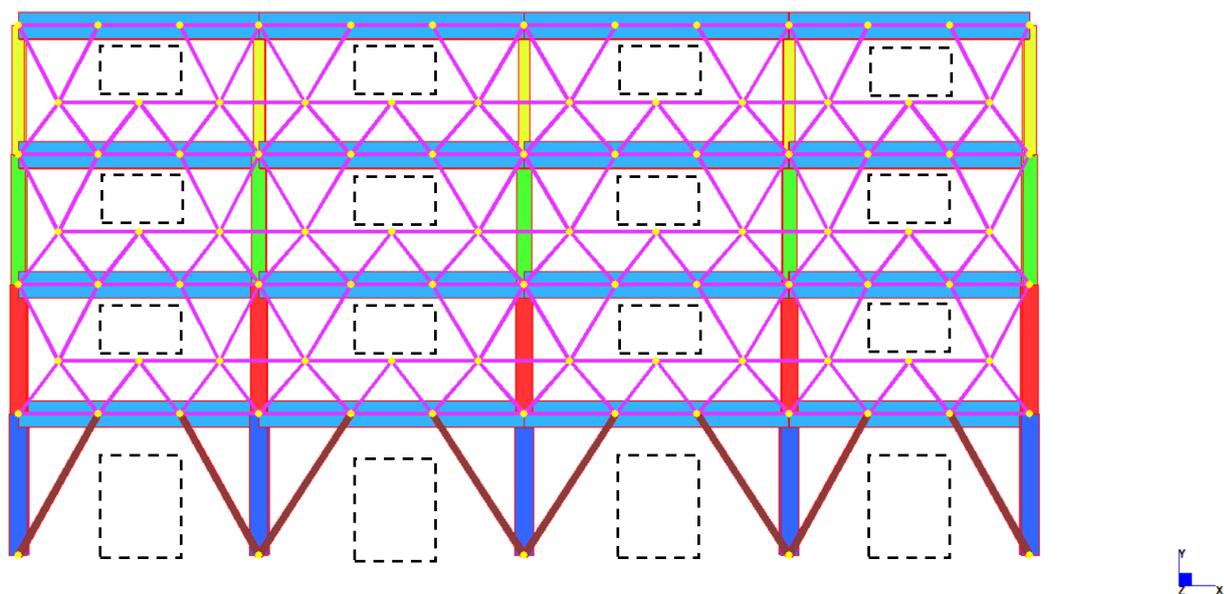


Figura 47. Geometria reticolare di controventamento considerando presenza aperture



Legenda

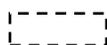
 Forometrie

Figura 48. Reticolare di controventamento connessa a telaio di bordo con indicazione forometrie

Si riportano i tagli di piano per la nuova configurazione.

Telaio reticolare aperture 3 culmi +piano 1 ing 15x15		
Tagli di piano SLD		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	321228	32,12
Piano 2	187260	18,73
Piano 3	99805	9,98
Piano 4	31049	3,10

Si nota che con questa nuova configurazione la riduzione di taglio al piano 1 è molto inferiore, si procede quindi alla sostituzione del bambù ingegnerizzato al piano 1 con i profili di acciaio, descritti nel capitolo 3.3.4. Si ricalcolano le sollecitazioni taglianti.

Telaio reticolare aperture 3 culmi +piano 1 acciaio		
Tagli di piano SLD		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	209455	20,95
Piano 2	188193	18,82
Piano 3	101027	10,10
Piano 4	32156	3,22

Telaio reticolare aperture 3 culmi +piano 1 acciaio			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	18,345	0,342	2,921
Modo 2	46,840	0,134	7,459
Modo 3	64,650	0,097	10,295
Modo 4	74,614	0,084	11,881

Si riporta la riduzione in percentuale dei tagli di piano sia per la reticolare con bambù ingegnerizzato al primo piano sia per la reticolare con acciaio al primo piano.

Riduzione tagli di piano SLD		
	3 culmi+bambù ing.	3culmi+acciaio
Piano 1	20	48
Piano 2	47	47
Piano 3	63	62
Piano 4	79	78

Si sceglie, quindi, la reticolare con acciaio al P1 per avere una maggiore riduzione di taglio e si realizza un modello tridimensionale con questa configurazione, allo scopo di analizzare il comportamento spaziale della struttura.

3.4. Analisi comportamento strutturale spaziale: sistema reticolare ibrido acciaio-bambù

Definita attraverso un'analisi preliminare la configurazione ottimale per il sistema di retrofitting, nel presente capitolo si studia il comportamento spaziale della struttura attraverso un modello numerico tridimensionale, ancorando al telaio di bordo un sistema reticolare ibrido costituito da aste in acciaio e aste con 3 culmi di bambù, rispettivamente al piano 1 e ai livelli superiori.

3.4.1. Modellazione numerica struttura originaria

Si studia il comportamento spaziale della struttura, realizzando un modello agli elementi finiti (FEM) tridimensionale. Analogamente al modello bidimensionale (telaio di bordo), si utilizzano elementi beam per rappresentare travi e pilastri, si inseriscono alla base degli incastri, si considerano nulle le densità degli elementi e si attribuiscono le masse di piano per ciascun impalcato. Si definiscono masse traslazionali in direzione x e z e masse rotazionali attorno a y (in modo da tener conto dell'inerzia rotazionale delle masse). L'inerzia rotazionale delle masse rispetto al baricentro G è così definita:

$$M_{iG} = \frac{M_i}{12} \cdot (a^2 + b^2)$$

Dove

M_i rappresenta la massa del piano i-esimo;

a e b rappresentano le dimensioni del piano in pianta.

	Pesi (kN)	Pesi (N)	Masse traslazionali (kg)	Masse rotazionali (kg·m ²)
impalcato 1	3427,44	3427444,70	349382,74	22099623,06
impalcato 2	3351,76	3351756,73	341667,35	21611598,95
impalcato 3	3309,76	3309756,73	337386,01	21340789,57
impalcato 4	2263,10	2263104,37	230693,62	14592140,14

Si modellano impalcati infinitamente rigidi, attraverso i comandi: tools → auto assign restraints → rigid connections, selezionando tutti i nodi dello stesso solaio, in modo da assumere nulli i movimenti relativi nel piano.

Si ottiene il **modello FEM** riportato in figura 49 (visualizzazione solid).

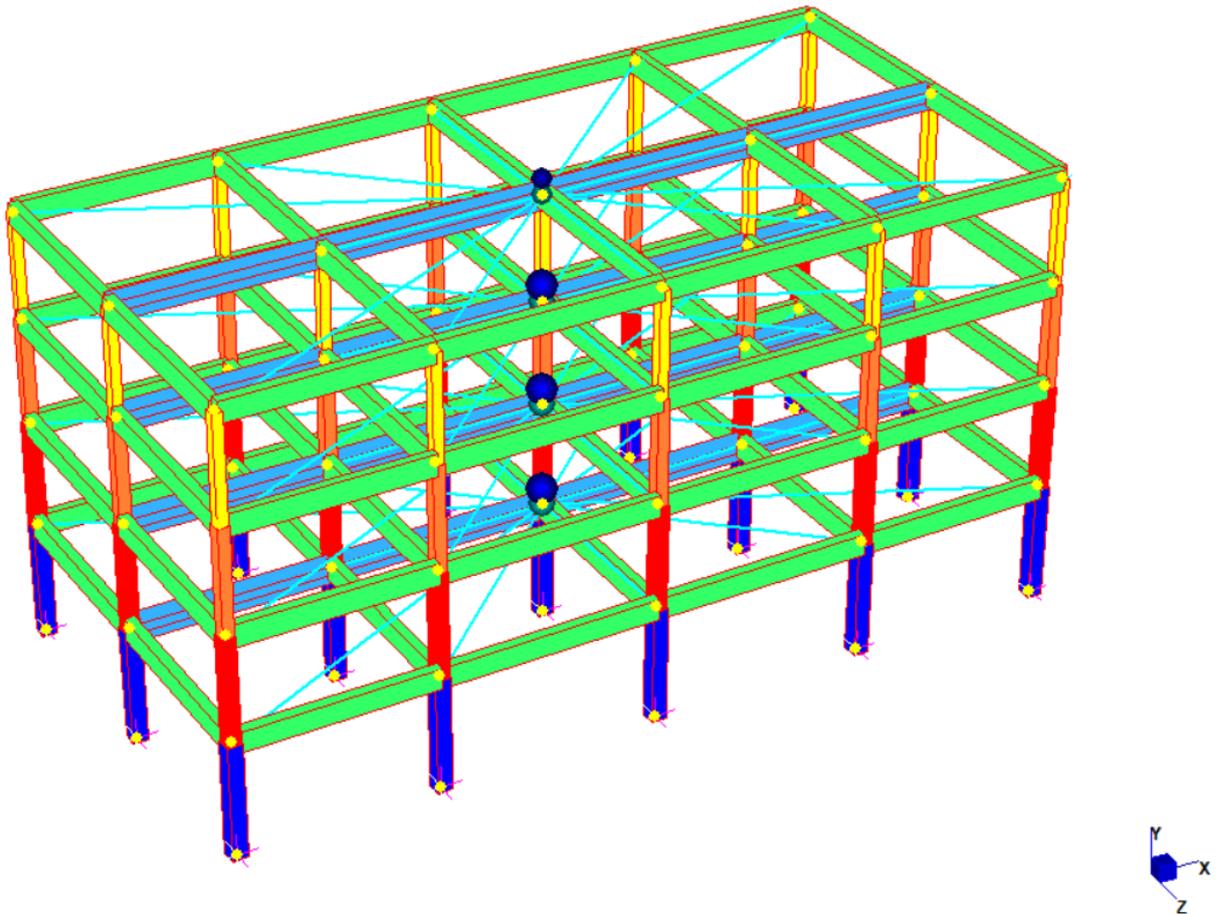


Figura 49. Modello FEM tridimensionale della struttura originaria

3.4.2. Analisi modale struttura originaria

Si procede con l'analisi modale attraverso il comando "Natural frequencies", in modo da ottenere i parametri modali per poter svolgere un'analisi modale con spettro di risposta.

Considerando gli impalcati infinitamente rigidi nel piano, si ottengono 3 gradi di libertà per piano che corrispondono a due traslazioni, lungo x e z, e una rotazione attorno all'asse y. Si

ottengono, perciò, 12 modi di vibrare che sono pari al numero complessivo dei gradi di libertà della struttura. Il 1° modo di vibrare è traslazionale, con componente di spostamento lungo z, direzione lungo la quale è minore l'inerzia, quindi è più probabile che avvengano gli spostamenti. Il 2° modo è traslazionale, con componente di spostamento lungo x. Il 3° modo è rotazionale, con rotazione attorno al baricentro delle rigidità che, essendo la struttura simmetrica, coincide con quello delle masse. Il 4° modo presenta spostamenti dominanti lungo z, ma ci sono delle inversioni di segno da un piano all'altro. Il 5° modo presenta spostamenti dominanti lungo x, ma ci sono delle inversioni di segno da un piano all'altro. Il 6° modo presenta rotazioni attorno all'asse y, ma ci sono delle inversioni di segno da un piano all'altro. Crescendo l'indice di modo, crescono le inversioni di segno e diminuisce la massa partecipante associata al modo di vibrare, in quanto diminuisce il coefficiente di partecipazione risentendo delle inversioni di segno. Si riporta di seguito parte del file di output che restituisce il programma di calcolo, relativamente all'analisi modale. A ciascun modo di vibrare (mode) è associata una percentuale di massa totale, che rappresenta la massa partecipante PF. Si nota che i primi due modi di vibrare presentano la percentuale maggiore, rispettivamente PF-Z e PF-X. Come prevedibile, coincidendo il centro di rigidità con il baricentro delle masse, la massa eccitata da modi rotazionale (PF-Y) è nulla.

MODE	PARTICIPATION				
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.473E+00	5.342E+05	0.000	0.000	80.349
2	1.547E+00	5.294E+05	80.323	0.000	0.000
3	1.906E+00	2.190E+05	0.000	0.000	0.000
4	3.746E+00	5.219E+05	0.000	0.000	11.751
5	3.855E+00	5.195E+05	11.869	0.000	0.000
6	4.821E+00	2.143E+05	0.000	0.000	0.000
7	5.868E+00	6.549E+05	0.000	0.000	4.676
8	5.961E+00	6.533E+05	4.676	0.000	0.000
9	7.523E+00	2.692E+05	0.000	0.000	0.000
10	8.929E+00	6.063E+05	0.000	0.000	3.224
11	8.985E+00	6.044E+05	3.132	0.000	0.000
12	1.141E+01	2.499E+05	0.000	0.000	0.000

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			100.000	0.000	100.000

Quindi, i primi cinque modi di vibrare sono quelli di maggiore rilevanza (in particolare 1°, 2° 4° e 5°). Si riportano di seguito i parametri modali in termini di pulsazioni, periodi e frequenze relativi ai primi cinque modi, e le deformate modali per i primi tre modi. Si tiene comunque conto, nell'analisi spettrale, di tutti i modi di vibrare per completezza.

Parametri modali 3d struttura originaria			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	9,258	0,678	1,474
Modo 2	9,717	0,646	1,547
Modo 3	11,978	0,524	1,907
Modo 4	23,539	0,267	3,748
Modo 5	24,221	0,259	3,857

Modo 1

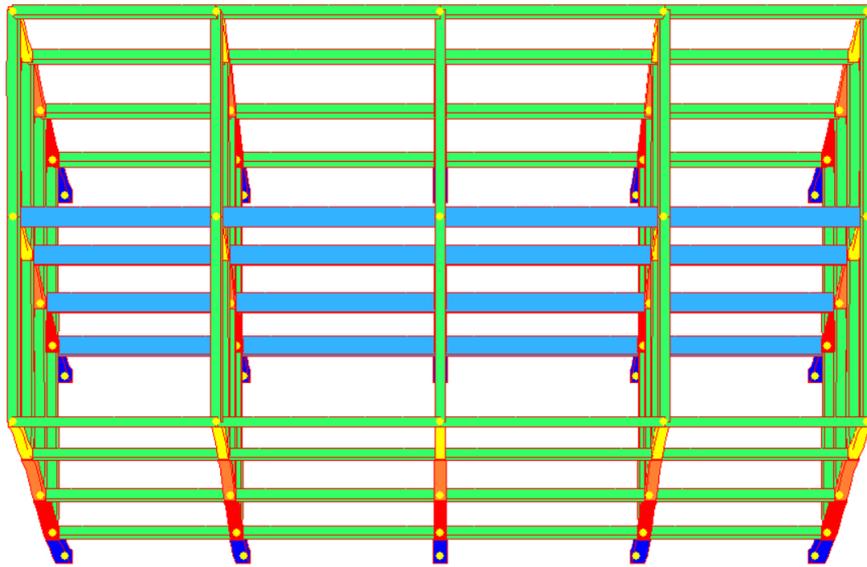


Figura 50. Vista dall'alto deformata modale 1° modo di vibrare

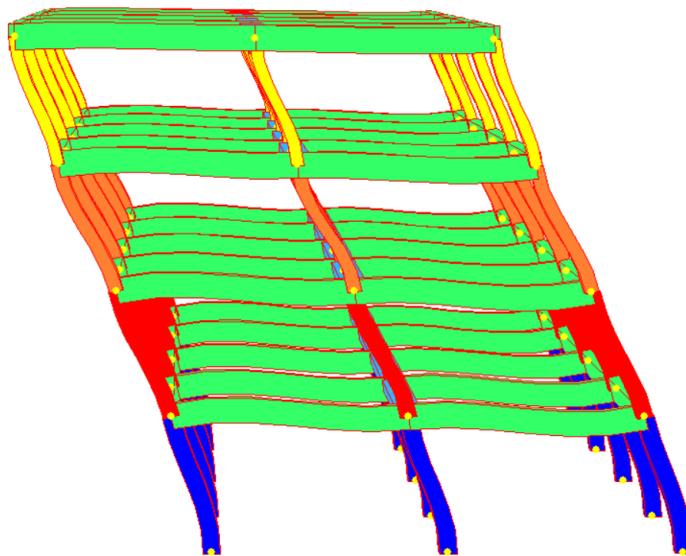


Figura 51. Vista frontale deformata modale 1° modo di vibrare

Modo 2

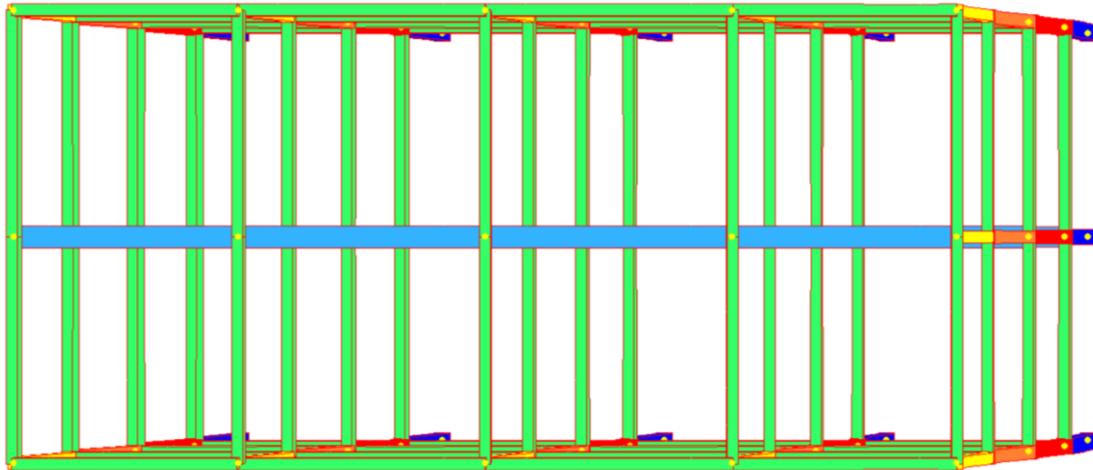


Figura 52. Vista dall'alto deformata modale 2° modo di vibrare

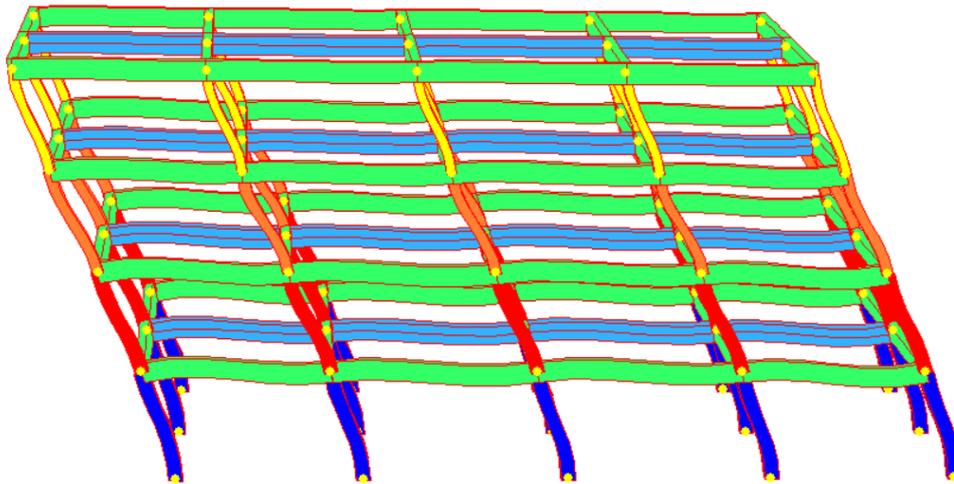


Figura 53. Vista laterale deformata modale 2° modo di vibrare

Modo 3

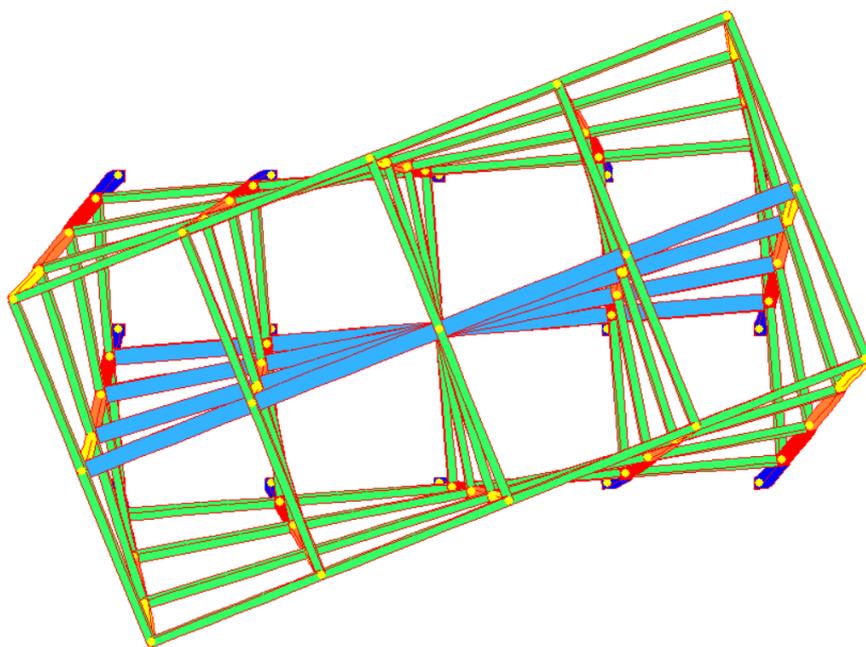


Figura 54. Vista dall'alto deformata modale 3° modo di vibrare

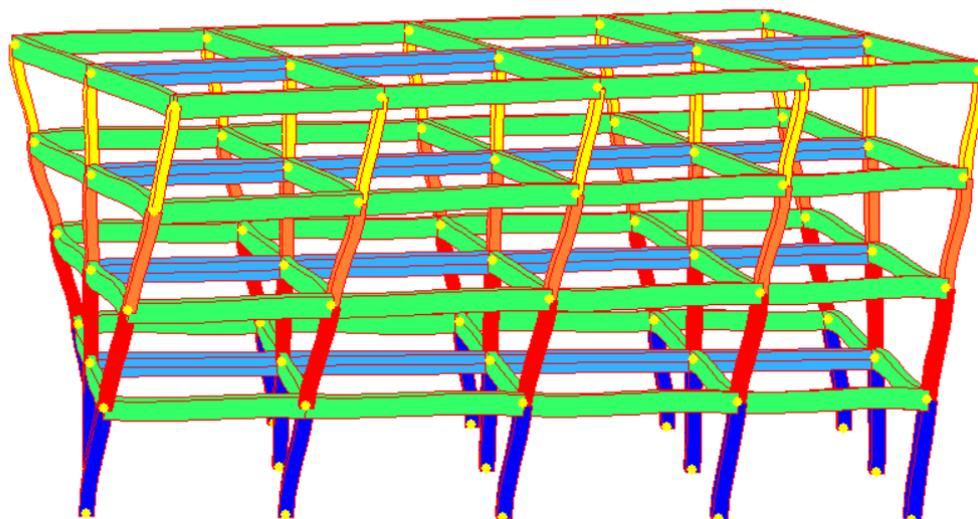


Figura 55. Vista laterale deformata modale 3° modo di vibrare

3.4.3. Analisi modale con spettro di risposta struttura originaria

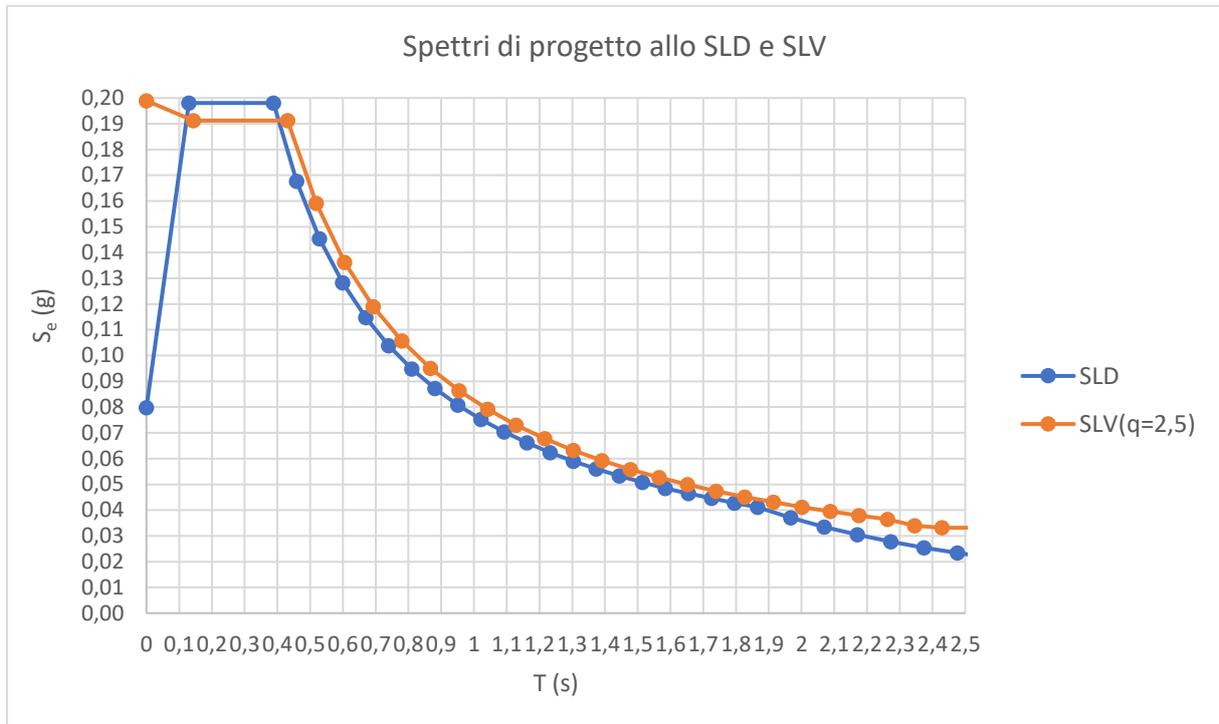
Definiti i parametri modali, si procede all'analisi dinamica lineare (analisi modale con spettro di risposta), inserendo gli spettri di risposta allo SLD e SLV, precedentemente definiti. È necessario tenere conto di più combinazioni dell'azione sismica in relazione alla sua variabilità spaziale e all'eccentricità accidentale dei carichi. A rigore le configurazioni dovrebbero essere almeno 32, trascurando la componente verticale dell'azione sismica: 16 che considerano l'azione dominante in direzione x (E_x) e 16 che considerano l'azione dominante in direzione z (E_z), considerando l'orientamento degli assi della struttura oggetto di studio. Per strutture semplici che non presentano luci eccessive si può trascurare la componente verticale dell'azione sismica, in questo caso E_y . Per semplicità di modellazione, si trascura l'eccentricità accidentale, ottenendo così 8 combinazioni: 4 con azione dominante in direzione x e 4 con azione dominante in direzione z. In base alle caratteristiche di simmetria della struttura è possibile ridurre le combinazioni di carico di interesse a 2: 1 che considera azione dominante in direzione x e 1 che considera azione dominante in direzione z. Quindi, si implementano nel programma di calcolo le seguenti combinazioni:

$$E_x + 0,3E_z \text{ (azione dominante in direzione x)}$$

$$0,3E_x + E_z \text{ (azione dominante in direzione z)}$$

In base a queste combinazioni si definiscono i tagli di piano e gli spostamenti allo SLD e SLV, facendo riferimento alla tecnica di sovrapposizione modale SRSS. Si definiscono gli spostamenti di piano e i tagli nelle due direzioni x e z, facendo riferimento alle combinazioni che li massimizzano.

Si riportano di seguito le curve spettrali definite nel capitolo 3.2.1., per poter meglio analizzare la risposta della struttura al variare delle direzioni e dello stato limite analizzato.



Spostamenti 3d struttura originaria		
Spostamenti in direzione x (massimi in combinazione $E_x+0,3E_z$)		
	Spostamenti SLD (m)	Spostamenti SLV (m)
Piano 1	0,004	0,004
Piano 2	0,008	0,009
Piano 3	0,013	0,014
Piano 4	0,017	0,018
Spostamenti in direzione z (massimi in combinazione $0,3E_x+E_z$)		
	Spostamenti SLD (m)	Spostamenti SLV (m)
Piano 1	0,004	0,004
Piano 2	0,009	0,009
Piano 3	0,014	0,015
Piano 4	0,018	0,019

Gli spostamenti maggiori sono in direzione z, perché la struttura presenta rigidezza minore lungo questa direzione. Gli spostamenti allo SLV sono superiori, se pur di poco, degli spostamenti allo SLD, in quanto, per i periodi relativi ai modi con massa eccitata maggiore,

quindi che partecipano maggiormente alla risposta, lo spettro di risposta inelastico allo stato limite di salvaguardia della vita ha ordinate maggiori rispetto allo spettro di risposta elastico allo stato limite di danno.

Tagli di piano 3d struttura originaria		
Tagli in direzione x (massimi in combinazione Ex+0,3Ez)		
Tagli di piano SLD		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	1225090	122,51
Piano 2	1074408	107,44
Piano 3	817711	81,77
Piano 4	451052	45,11
Tagli di piano SLV		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	1308008	130,80
Piano 2	1152776	115,28
Piano 3	874261	87,43
Piano 4	469763	46,98
Tagli in direzione z (massimi in combinazione 0,3Ex+Ez)		
Tagli di piano SLD		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	1169270	116,93
Piano 2	1024530	102,45
Piano 3	780165	78,02
Piano 4	434285	43,43
Tagli di piano SLV		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	1247205	124,72
Piano 2	1098620	109,86
Piano 3	833265	83,33
Piano 4	451125	45,11

La direzione x è caratterizzata da un numero maggiore di elementi resistenti che forniscono una maggiore rigidità, perciò lungo l'asse x sono presenti i valori maggiori di taglio (maggiore rigidità corrisponde a maggiori tagli e minori spostamenti).

Come prevedibile dalle curve spettrali i tagli allo stato limite di salvaguardia della vita sono superiori, se pur di poco, alle sollecitazioni taglianti allo stato limite di danno. La sequenza logica da ricordare è la seguente: ad accelerazioni spettrali maggiori corrispondono forze sismiche maggiori che generano sollecitazioni superiori sugli elementi resistenti.

3.4.4. Analisi struttura con sistema di retrofitting

Si ripete l'analisi modale e dinamica lineare per la struttura con reticolare di controventamento ibrida ancorata, in modo da poter valutare le capacità del sistema di retrofitting (fig.56).

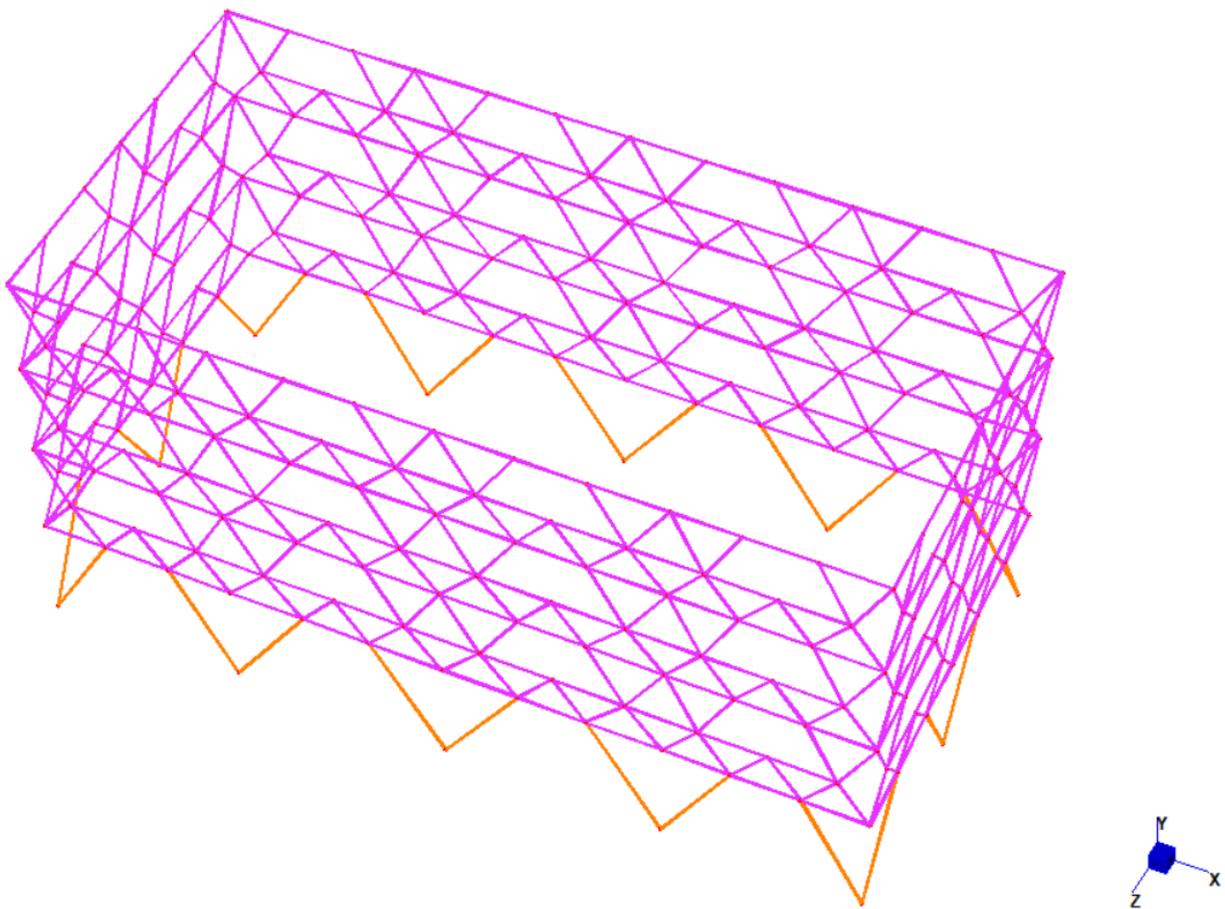


Figura 56. Vista tridimensionale reticolare di controventamento ibrida acciaio-bambù

Si riportano i parametri modali per i primi cinque modi di vibrare.

Parametri modali 3d struttura con reticolare			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	11,997	0,523	1,910
Modo 2	15,605	0,402	2,485
Modo 3	19,926	0,315	3,173
Modo 4	32,437	0,194	5,165
Modo 5	41,488	0,151	6,606

Si ha una riduzione dei periodi, rispetto alla struttura originaria, in quanto il controventamento irrigidisce il telaio di base. Questo comporta una riduzione degli spostamenti sulla struttura con sistema di retrofitting ancorato.

Spostamenti 3d struttura con reticolare		
Spostamenti in direzione x (massimi in combinazione $E_x+0,3E_z$)		
	Spostamenti SLD (m)	Spostamenti SLV (m)
Piano 1	0,003	0,003
Piano 2	0,006	0,006
Piano 3	0,009	0,009
Piano 4	0,010	0,010
Spostamenti in direzione z (massimi in combinazione $0,3E_x+E_z$)		
	Spostamenti SLD (m)	Spostamenti SLV (m)
Piano 1	0,003	0,003
Piano 2	0,007	0,008
Piano 3	0,011	0,012
Piano 4	0,013	0,014

Si riportano di seguito i valori dei tagli di piano, dati dalla somma delle sollecitazioni taglianti su ciascun pilastro del medesimo livello.

Tagli di piano 3d struttura con reticolare		
Tagli in direzione x (massimi in combinazione Ex+0,3Ez)		
Tagli di piano SLD		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	705732	70,57
Piano 2	563027	56,30
Piano 3	352651	35,27
Piano 4	114452	11,45
Tagli di piano SLV		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	703735	70,37
Piano 2	562108	56,21
Piano 3	351696	35,17
Piano 4	114135	11,41
Tagli in direzione z (massimi in combinazione 0,3Ex+Ez)		
Tagli di piano SLD		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	778932	77,89
Piano 2	635351	63,54
Piano 3	417599	41,76
Piano 4	160476	16,05
Tagli di piano SLV		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	832066	83,21
Piano 2	681506	68,15
Piano 3	445530	44,55
Piano 4	167158	16,72

Si nota che i tagli di piano per la direzioni x sono maggiori allo SLD rispetto allo SLV, ciò è giustificabile tenendo conto del periodo dei modi 1 e 2, che sono quelli che partecipano maggiormente alla risposta. Inserendo il periodo del modo 1, la cui deformata presenta componenti di spostamento in direzione z, all'interno dello spettro di progetto allo SLD e allo SLV, si nota che per T_1 l'ordinata spettrale è maggiore per lo SLV rispetto allo SLD. Per quanto riguarda, invece, il 2° modo di vibrare, che è associato a componenti di spostamento in direzione

x, per il periodo T_2 risulta maggiore l'ordinata spettrale per lo SLD. Questo determina le maggiori sollecitazioni, se pur di poco, per lo SLD rispetto allo SLV in direzione x.

3.4.5. Confronto fra struttura originaria e struttura con retrofit

Come fatto nell'analisi preliminare su modello bidimensionale, si confrontano i tagli di piano valutando le riduzioni per effetto del controventamento, in termini percentuali.

Confronto Tagli in direzione x	
Riduzione tagli di piano SLD (%)	
Piano 1	42
Piano 2	48
Piano 3	57
Piano 4	75
Riduzione tagli di piano SLV (%)	
Piano 1	46
Piano 2	51
Piano 3	60
Piano 4	76

Confronto Tagli in direzione z	
Riduzione tagli di piano SLD (%)	
Piano 1	33
Piano 2	38
Piano 3	46
Piano 4	63
Riduzione tagli di piano SLV (%)	
Piano 1	33
Piano 2	38
Piano 3	47
Piano 4	63

Si notano riduzioni di taglio minori in direzione z con l'inserimento reticolare, perché lavorano 2 reticolari in parallelo con 5 telai piani. Quindi, mettendo in relazione la rigidità fra struttura

originaria e controventamento in direzione z, è molto maggiore la rigidezza del telaio, rispetto alla direzione x, in cui lavorano in parallelo 2 reticolari con 3 telai.

Per quanto riguarda gli spostamenti come detto precedentemente per effetto dell'inserimento del controventamento si ha un incremento di rigidezza e quindi una riduzione degli spostamenti. Tale incremento porta ad una riduzione del periodo della struttura, che, però, non risulta rilevante al fine di un incremento significativo delle forze sismiche.

3.4.6. Modellazione struttura con prestazioni meccaniche calcestruzzo ridotte: valutazione effetti riduzione modulo elastico

Si procede alla modellazione della struttura riducendo il modulo elastico (E), in modo da considerare un materiale con prestazioni più simili a quelle di un edificio esistente. In particolare, si dimezza il modulo elastico, si assume $E_{ridotto}$ pari a $1,642 \cdot 10^{10}$ Pa.

Si riportano i parametri modali della struttura originaria e della struttura con retrofit, entrambe rimodellate con $E_{ridotto}$.

Parametri modali 3d struttura originaria			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	6,546	0,959	1,042
Modo 2	6,871	0,914	1,094
Modo 3	8,470	0,741	1,349
Modo 4	16,645	0,377	2,650
Modo 5	17,130	0,367	2,727

Parametri modali 3d struttura con reticolare			
	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)
Modo 1	11,031	0,569	1,757
Modo 2	14,715	0,427	2,343
Modo 3	18,928	0,332	3,014
Modo 4	29,162	0,215	4,644
Modo 5	38,532	0,163	6,136

È sufficiente considerare i primi 5 modi di vibrare che sono associati ad una massa efficace maggiore del 85% della massa totale.

Il periodo si riduce inserendo la reticolare in quanto la struttura diventa più rigida.

Il periodo della struttura originaria con E ridotto è maggiore di quello della struttura originaria con E intero, perché riducendo il modulo elastico la struttura diventa meno rigida.

Si riportano i valori degli spostamenti di piano.

Spostamenti 3d struttura originaria		
Spostamenti in direzione x (massimi in combinazione $E_x+0,3E_z$)		
	Spostamenti SLD (m)	Spostamenti SLV (m)
Piano 1	0,005	0,006
Piano 2	0,012	0,013
Piano 3	0,019	0,020
Piano 4	0,024	0,026
Spostamenti in direzione z (massimi in combinazione $0,3E_x+E_z$)		
	Spostamenti SLD (m)	Spostamenti SLV (m)
Piano 1	0,006	0,006
Piano 2	0,013	0,014
Piano 3	0,020	0,021
Piano 4	0,026	0,027

Spostamenti 3d struttura con reticolare		
Spostamenti in direzione x (massimi in combinazione $E_x+0,3E_z$)		
	Spostamenti SLD (m)	Spostamenti SLV (m)
Piano 1	0,003	0,003
Piano 2	0,006	0,007
Piano 3	0,009	0,010
Piano 4	0,011	0,011
Spostamenti in direzione z (massimi in combinazione $0,3E_x+E_z$)		
	Spostamenti SLD (m)	Spostamenti SLV (m)
Piano 1	0,004	0,004
Piano 2	0,008	0,009
Piano 3	0,012	0,013
Piano 4	0,014	0,015

La rigidezza è minore quindi, gli spostamenti sono leggermente maggiori rispetto al caso precedente.

Si riportano i tagli di piano associati alla direzione x, essendo la direzione per cui si ottengono valori maggiori.

Tagli di piano 3d struttura originaria		
Tagli in direzione x (massimi in combinazione Ex+0,3Ez)		
Tagli di piano SLD		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	894903	89,49
Piano 2	767617	76,76
Piano 3	592909	59,29
Piano 4	365492	36,55
Tagli di piano SLV		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	948690	94,87
Piano 2	820556	82,06
Piano 3	630225	63,02
Piano 4	373974	37,40

Tagli di piano 3d struttura con reticolare		
Tagli in direzione x (massimi in combinazione Ex+0,3Ez)		
Tagli di piano SLD		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	480585	48,06
Piano 2	401810	40,18
Piano 3	235624	23,56
Piano 4	70674	7,07
Tagli di piano SLV		
	Tagli di piano (N)	Tagli di piano (t)
Piano 1	505892	50,59
Piano 2	424060	42,41
Piano 3	247810	24,78
Piano 4	73602	7,36

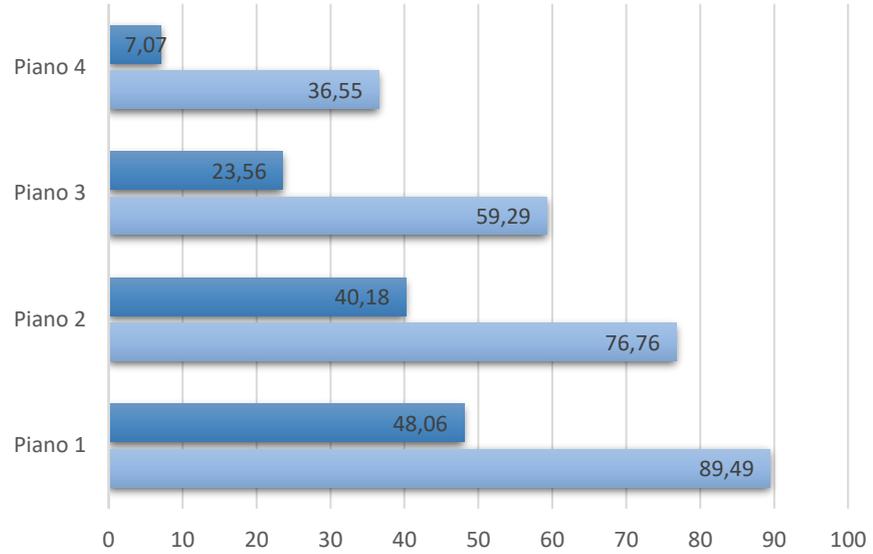
Si riporta la riduzione di taglio rispetto alla struttura originaria con E dimezzato, in termini percentuali.

Confronto tagli in direzione x	
Riduzione tagli di piano SLD (%)	
Piano 1	46
Piano 2	48
Piano 3	60
Piano 4	81
Riduzione tagli di piano SLV (%)	
Piano 1	47
Piano 2	48
Piano 3	61
Piano 4	80

Quindi, riducendo il modulo elastico degli elementi, si riduce la rigidità della struttura originaria. Essendo meno rigida la struttura iniziale, la reticolare di controventamento riesce ad assorbire una quota parte maggiore delle sollecitazioni. In particolare, si ha un incremento della riduzione di qualche punto percentuale.

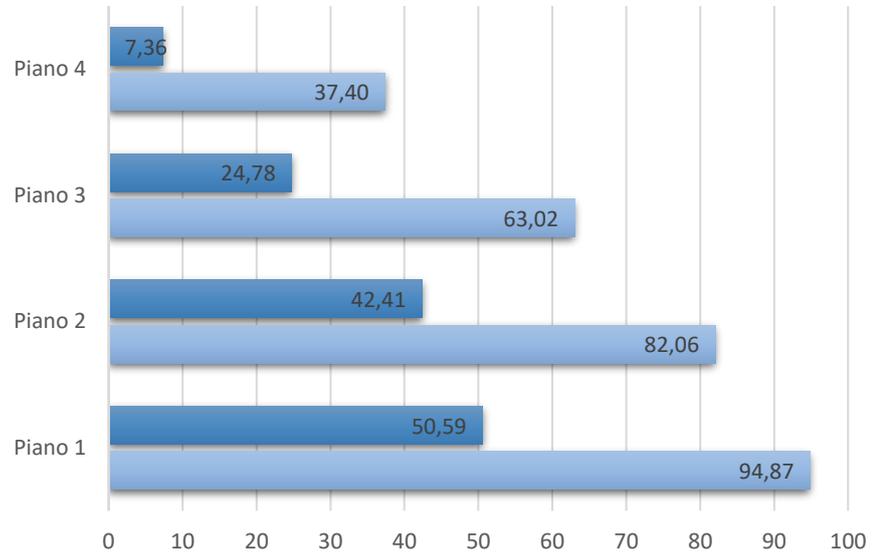
Per meglio capire gli effetti del sistema di retrofitting su questa struttura, che ha prestazioni più simili a quello di un edificio esistente (modulo elastico ridotto), si riportano grafici riassuntivi relativi alle sollecitazioni taglianti e agli spostamenti di piano. Si rappresentano i grafici relativi: ai tagli allo SLD e SLV in direzione x e agli spostamenti di piano allo SLD in direzione x. Si calcolano, inoltre, i drift di piano (spostamenti di interpiano), cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, al fine di verificare che la struttura progettata possa effettivamente ridurre anche gli spostamenti di interpiano e quindi gli eventuali danni ai tamponamenti. Nella legenda si indica con “tagli di piano struttura con retrofit” le sollecitazioni taglianti relative al telaio in calcestruzzo armato, date dalla somma dei tagli su ciascun pilastro del medesimo piano, nella direzione considerata.

Tagli di piano allo SLD in t (direzione x)



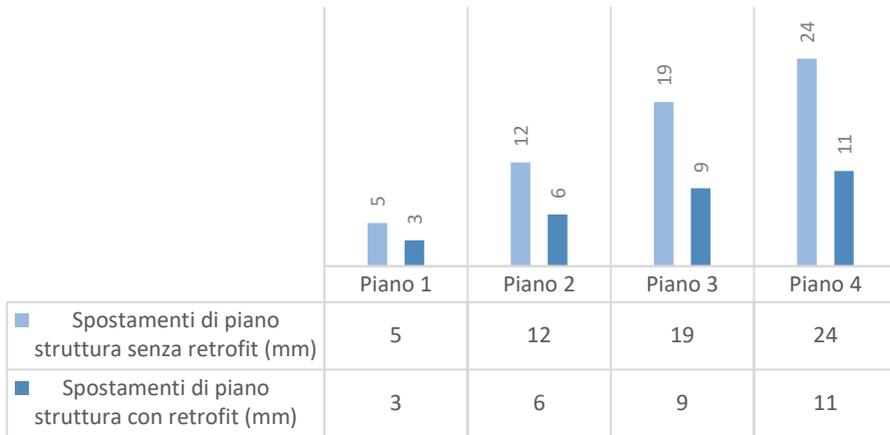
	Piano 1	Piano 2	Piano 3	Piano 4
■ tagli di piano struttura con retrofit (t)	48,06	40,18	23,56	7,07
■ tagli di piano struttura senza retrofit (t)	89,49	76,76	59,29	36,55

Tagli di piano allo SLV in t (direzione x)



	Piano 1	Piano 2	Piano 3	Piano 4
■ tagli di piano struttura con retrofit (t)	50,59	42,41	24,78	7,36
■ tagli di piano struttura senza retrofit (t)	94,87	82,06	63,02	37,40

**Spostamenti di piano allo SLD in mm
(direzione x)**



Drift di piano = Spostamenti interpiano in mm		
	Struttura senza retrofit	Struttura con retrofit
Piano 1	5	3
Piano 2	7	3
Piano 3	7	3
Piano 4	5	2

3.5. Ipotesi ancoraggio sistema di retrofitting a struttura originaria

Si descrive il possibile ancoraggio della struttura reticolare al telaio originario. Si realizza la connessione attraverso piastre metalliche in corrispondenza dei nodi trave pilastro. Le piastre vengono connesse alla struttura attraverso bulloni iniettati con resina. Le aste conferenti nei nodi sono rese solidali alle piastre mediante bullonatura su piastre metalliche verticali, che a loro volta sono saldate alla piastra connessa all'edificio. Per il collegamento con i culmi si fa riferimento alle connessioni descritte nel capitolo 2.6 con riferimento alla German-Chinese house, realizzata in occasione dell'Expo 2010 a Shanghai. Quindi, si prevedono connettori metallici inseriti all'interno dei culmi e resi solidali con essi attraverso iniezioni di malta, in modo da evitare forature, che potrebbero indebolire le pareti di bambù.

Si riporta di seguito la rappresentazione della connessione, ipotizzata, nel dettaglio. In particolare, in figura 57 è rappresentato il dettaglio di un nodo di collegamento in cui conferiscono 6 aste, ciascuna costituita da 3 culmi di bambù (diametro 90mm e spessore 9mm). Si ipotizzano dei bulloni M14 classe 10.9 e M18 classe 10.9. La classe del bullone è definita attraverso due numeri: il primo numero corrisponde alla tensione di rottura del bullone diviso 100 in MPa, mentre il secondo numero rappresenta il rapporto tra la tensione di snervamento e quella di rottura. Bulloni con classe 10.9 sono bulloni ad alta resistenza, che quindi lavorano sia per taglio sia per attrito. Con la sigla M14 e M18, si indica rispettivamente un bullone con diametro del gambo di 14mm e 18mm.

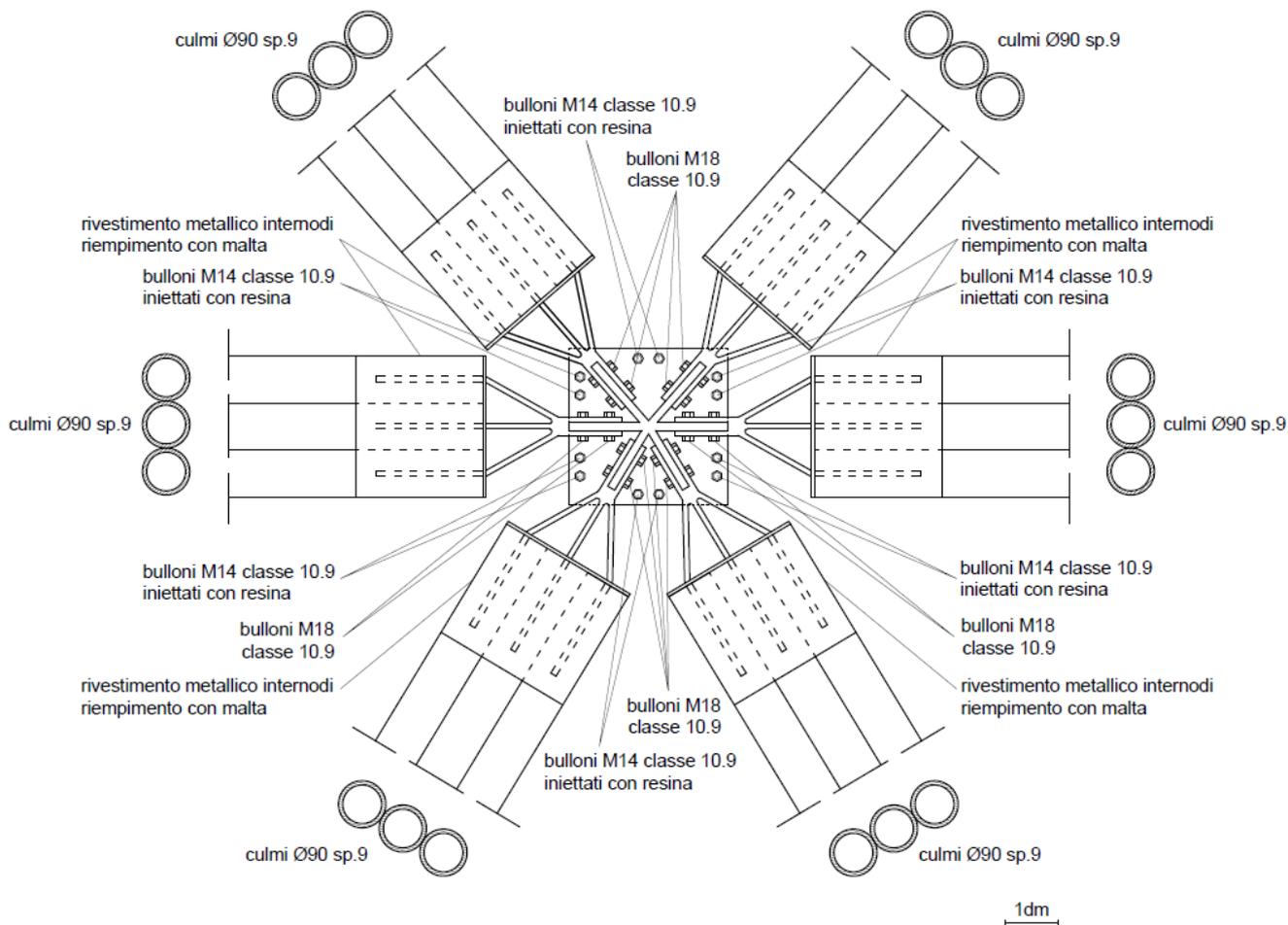


Figura 57. Dettaglio nodo di collegamento

Si riporta in dettaglio la piastra di collegamento con indicazione delle saldature e delle forature: i fori in generale devono presentare un diametro di 1 mm maggiore rispetto al diametro del gambo del bullone (fig.58).

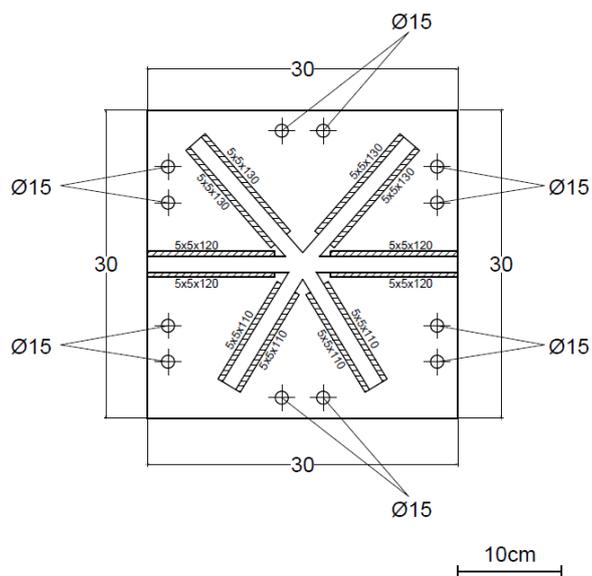


Figura 58. Dettaglio piastra di ancoraggio alla struttura in c.a.

Si rappresenta in vista assonometrica (fig.59) la piastra di ancoraggio e l'elemento metallico di connessione fra culmi e piastra: una forcella che si inserisce all'interno dei 3 culmi dividendosi in tre aste, ciascuna delle quali entra in un internodo dove viene iniettata della malta.

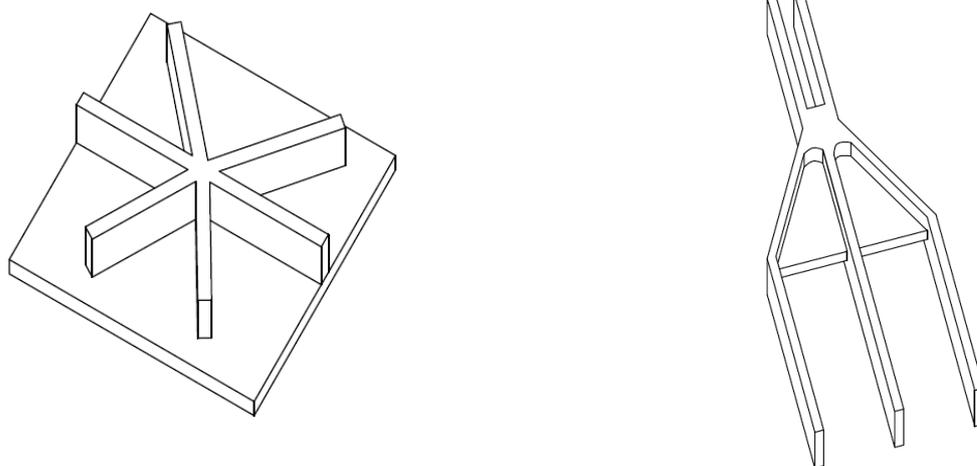


Figura 59. Vista assonometrica piastra di ancoraggio ed elemento di connessione fra culmi e piastra

3.6. Verifica di resistenza aste costituite da culmi di bambù

Si eseguono le verifiche facendo riferimento alla struttura con modulo elastico (E) ridotto, quindi con prestazioni meccaniche in termini di rigidezza più simili agli edifici esistenti.

3.6.1. Combinazione sismica delle azioni per calcolo sollecitazioni allo SLV

Per le verifiche di resistenza si fa riferimento alle sollecitazioni allo stato limite di salvaguardia della vita considerando la combinazione sismica delle azioni agenti sulla struttura definita al §2.5.3 delle NTC18:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove

E rappresenta l'azione sismica;

G_1 rappresenta i carichi permanenti strutturali;

G_2 rappresenta i carichi permanenti non strutturali;

Q rappresenta i carichi variabili.

Ciascun carico variabile è moltiplicato per un coefficiente di combinazione a seconda della sua tipologia.

Si assumo i seguenti coefficienti di combinazione riportati nella tabella 2.5.I delle NTC18:

$\psi_{21} = 0,3$ ambiente ad uso residenziale

$\psi_{22} = 0$ neve quota ≤ 1000 m (s.l.m.)

$\psi_{32} = 0$ categoria H copertura accessibile per sola manutenzione

Si realizza un nuovo modello FEM in cui si tiene conto dei carichi gravitazionali associati al peso proprio di travi e pilastri attivando l'accelerazione di gravità $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, attraverso il comando di Straus: Load and Freedom Cases (fig.60).

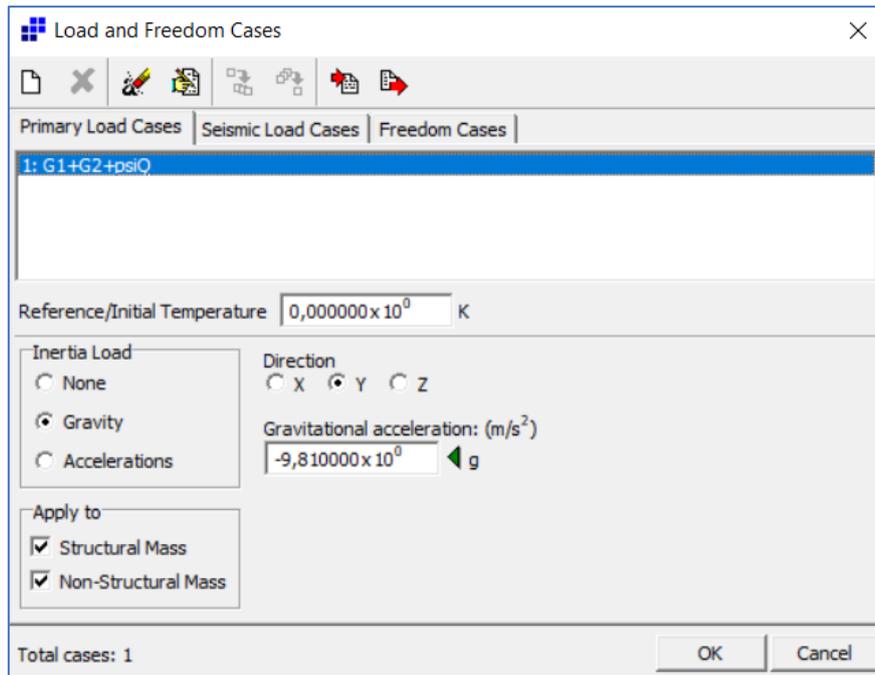
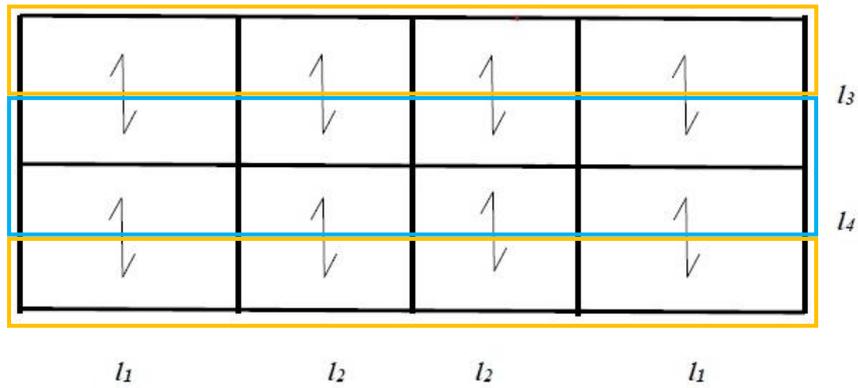


Figura 60. Attivazione carichi gravitazionali attraverso comando Load and Freedom Cases

Si considera il peso dei tamponamenti esterni definendo un carico distribuito uniforme sulle travi. I carichi dei solai e dei tramezzi vengono implementati come carichi distribuiti sulle travi disposte in direzione longitudinale, tenendo conto dell'orditura dei solai e quindi dell'area di competenza di ciascuna trave.

Solaio interpiano		
G1+G2	6,45	kN/m ²
Q	2	kN/m ²
Solaio di copertura		
G1+G2	4,76	kN/m ²
Q	1,78	kN/m ²



Legenda

Area di competenza trave di bordo

Area di competenza trave di spina

Combinazione sismica G1+G2+psiQ			
Carico distribuito su travi di bordo interpiano			
	21,15 kN/m	21150	N/m
Carico distribuito su trave di spina interpiano			
	42,3 kN/m	42300	N/m
Carico distribuito su travi di bordo copertura			
	14,28 kN/m	14280	N/m
Carico distribuito su trave di spina copertura			
	28,56 kN/m	28560	N/m

Calcolo carico tamponamento esterno			
	spessore (m)	peso specifico (kN/m ³)	Q (kN/m ²)
laterizi	0,25	8,00	2,00
isolante	0,12	0,34	0,04
intonaco	0,03	20,00	0,60
(est + int.)			somma
		carico tamp. Esterno	2,64
Carico distribuito tamponamento			
h	3,5 m	9,2428 kN/m	9243 N/m 5546* N/m
h	3,2 m	8,4506 kN/m	8451 N/m 5070* N/m
*riduzione del 40% del carico considerando la presenza di aperture			
Carico travi di bordo interpiano considerando peso tamponamento esterno			
	26220	N/m	

Si ottiene quindi, implementando i carichi gravitazionali, il modello, riportato in figura 61, in combinazione sismica indicata come: “G1+G2+psiQ”. Per le proprietà del calcestruzzo si considera il modulo elastico dimezzato.

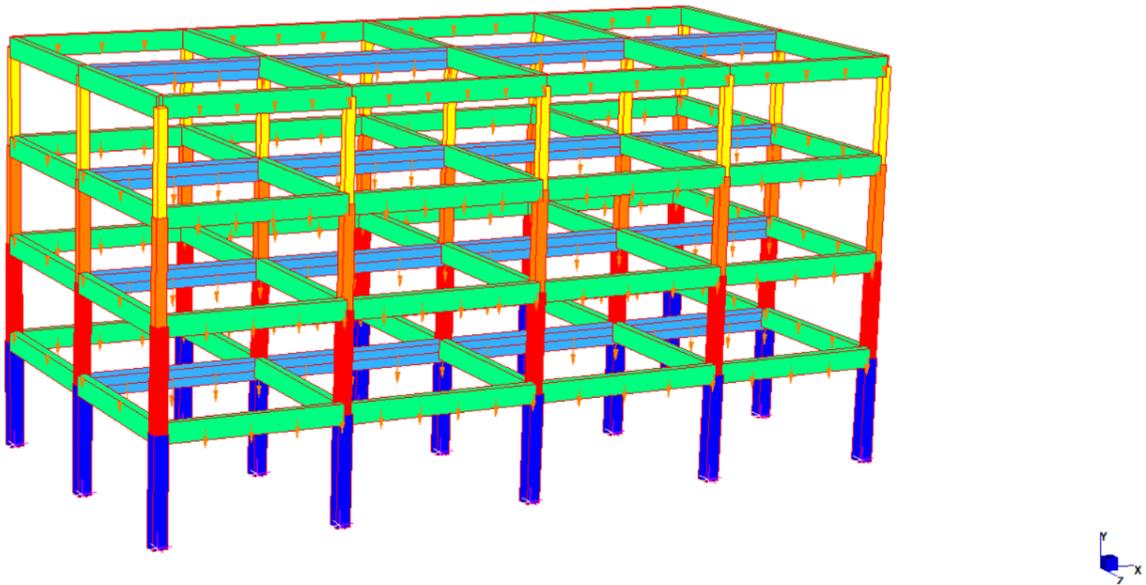


Figura 61. Modellazione numerica per verifica di resistenza

I carichi gravitazionali si combinano all’azione sismica (fig.62) inserendo su Straus l’output dell’analisi spettrale (spettro SLV), ottenuto per la struttura con E ridotto, vedi capitolo 3.4.6.

Combination Load Cases

Spectral Results File: C:\Users\parre\Desktop\tesi magistrale\modello 3D\Telaio_aperture_E ridotto(q=2,5).sra

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8
	$E_x+0,3E_z$	$E_x-0,3E_z$	$-E_x+0,3E_z$	$-E_x-0,3E_z$	$E_z+0,3E_x$	$E_z-0,3E_x$	$-E_z-0,3E_x$	$E_z+0,3E_x$
1: G1+G2+psiQ	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$
2: sisma in x_SLD [SRSS]	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$
3: sisma in z_SLD [SRSS]	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$	$0,000000 \times 10^0$
4: sisma in x_SLV [SRSS]	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$-1,000000 \times 10^0$	$-1,000000 \times 10^0$	$3,000000 \times 10^{-1}$	$-3,000000 \times 10^{-1}$	$-3,000000 \times 10^{-1}$	$3,000000 \times 10^{-1}$
5: sisma in z_SLV [SRSS]	$3,000000 \times 10^{-1}$	$-3,000000 \times 10^{-1}$	$3,000000 \times 10^{-1}$	$-3,000000 \times 10^{-1}$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$-1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$

Figura 62. Combinazione carichi gravitazionali e azione sismica

In questo caso si fa riferimento ad 8 combinazioni di carico definite considerando la variabilità spaziale di ingresso dell’azione sismica e trascurando l’eccentricità accidentale: 4 con azione E_x dominante e 4 con azione E_z dominante.

3.6.2. Verifica a trazione culmi bambù

La verifica a trazione si esegue, in relazione al capitolo 9.4 della normativa ISO/DIS 22156:2020, sulle costruzioni che impiegano culmi di bambù con funzione strutturale. Per cui:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

Dove

N_{Sd} è lo sforzo normale di trazione sollecitante associato ai carichi agenti;

N_{Rd} è lo sforzo normale di trazione resistente associato alle capacità resistenti della struttura, che si calcola come:

$$N_{Rd} = n \cdot f_t \cdot A$$

Dove

n sono il numero di culmi che compongono la singola asta;

f_t è la tensione di trazione di progetto ammissibile connessa alle prestazioni meccaniche del materiale, calcolata nel §2.4. del presente lavoro di tesi;

A è l'area della sezione trasversale di un singolo culmo.

I parametri di resistenza associati alla specie *Iridescens* sono i seguenti (vedi §2.4.):

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Iridescens		Guadua
Trazione (MPa)	59,96	36,23	28,80
Compressione (MPa)	27,35	28,08	22,40
Modulo elastico (Mpa)	19333,24	19333,24	9500,00

Reticolare bambù italiano modello 3D (modulo elastico materiale ridotto)		
D	90	mm
t	9	mm
A_n (moltiplicata per 3= n° culmi per asta)	6867,18	mm ²
N_{Rd}	411736	N

Lo sforzo normale sollecitante si deduce dal modello FEM, si riporta il valore massimo:

$$N_{Sd,MAX} = 113959 \text{ N}$$

Per cui:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

$$113959 \text{ N} \leq 411736 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Si riportano, in figura 63-64, i risultati relativi alle combinazioni di carico $E_x+0,3E_z$ ed $E_z+0,3E_x$, considerando anche la presenza dei carichi gravitazionali in combinazione sismica.

Si ricorda che le verifiche allo SLV vengono svolte, considerando la combinazione sismica definita dalla normativa, tenendo conto della variabilità spaziale dell'azione sismica(E) e dei carichi gravitazionali ($G1+G2+\psi Q$) $\rightarrow E+G1+G2+\psi Q$. Si considerano 8 combinazioni di carico trascurando l'eccentricità accidentale e la componente verticale dell'azione sismica.

Il programma di calcolo definisce positivi gli sforzi di trazione e negativi quelli di compressione (fig.63-64).

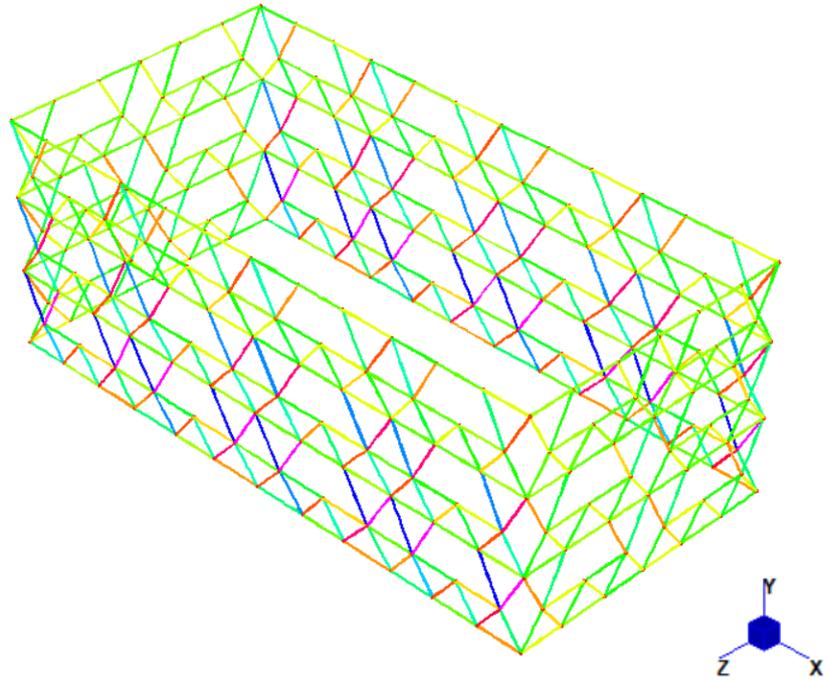
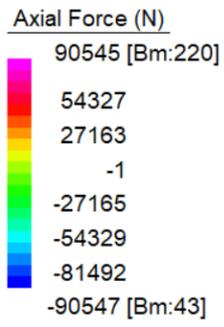


Figura 63. Sforzo assiale combinazione $E_x + 0,3E_z$

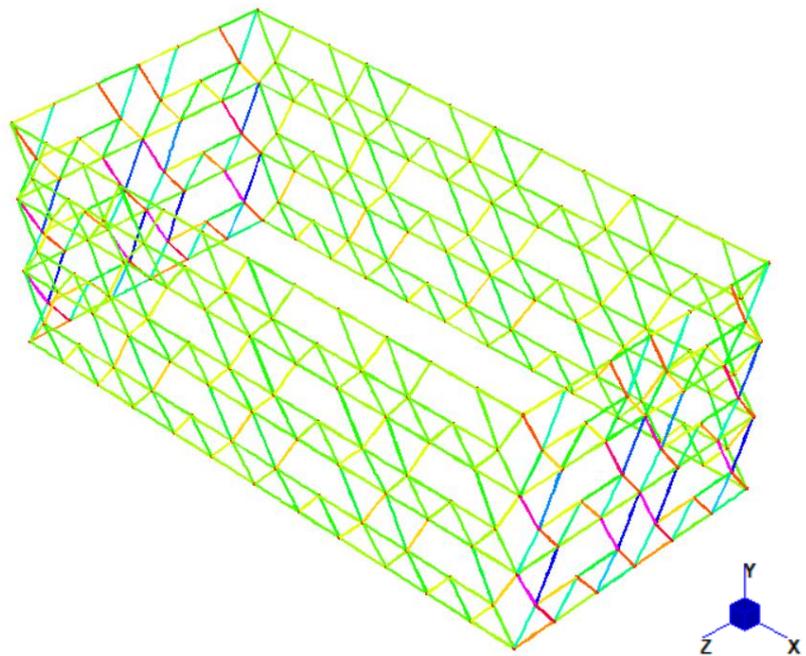
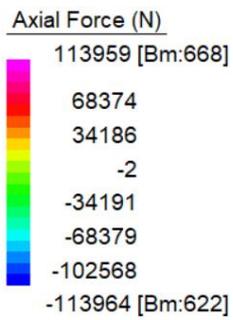


Figura 64. Sforzo assiale combinazione $E_z + 0,3E_x$

Come prevedibile gli sforzi massimi per la combinazione $E_x+0,3E_z$ sono in direzione x, mentre per la combinazione $E_z+0,3E_x$ sono in direzione z. Le massime trazioni si hanno per le aste in direzione z, direzione di minore estensione della struttura di controventamento, quindi con il minor numero di elementi irrigidenti collaboranti. Essendo in minoranza, ciascun elemento si carica maggiormente rispetto alla direzione x, lungo la quale la reticolare presenta una maggiore estensione.

3.6.3. Verifica a compressione culmi bambù

Analogamente a quanto fatto per la verifica a trazione, si fa riferimento alla normativa ISO/DIS 22156:2020, in particolare al capitolo 9.3. Deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$N_{sd} \leq N_{cr}$$

Dove N_{sd} rappresenta lo sforzo normale di compressione sollecitante, definito in funzione dei carichi agenti, mentre N_{cr} è così definito:

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

Dove

N_{cr} è lo sforzo normale massimo ammissibile che considera la crisi per instabilità e resistenza;

P_c è lo sforzo normale massimo ammissibile che considera la crisi per resistenza;

P_e è lo sforzo normale massimo ammissibile che considera la crisi per instabilità;

c coefficiente empirico posto pari a 0,8 dalla normativa.

Si ha

$$P_c = f_c \cdot \sum A$$

Dove

f_c rappresenta la tensione massima ammissibile di progetto calcolata al capitolo 2.4 della presente tesi;

A rappresenta l'area della sezione trasversale di ciascun culmo.

Si ha

$$P_e = \frac{n \cdot \pi^2 \cdot E_d \cdot I}{kL^2}$$

Per cui

I rappresenta il momento d'inerzia ed è così definito:

$I = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - (D - 2s)^4)$ con D ed s si definisce rispettivamente il diametro e lo spessore del culmo;

E_d rappresenta il modulo elastico di progetto definito al capitolo 2.4. della presente tesi;

k rappresenta un coefficiente che tiene conto del vincolamento alle estremità del culmo, definito nel §9.2 delle ISO/DIS 22156:2020;

L rappresenta la lunghezza dell'asta;

n sono il numero di culmi per asta.

Si procede alla verifica delle aste che compongono la reticolare progettata. Sostanzialmente le aste si possono dividere in aste corte e lunghe, individuando quindi due lunghezze di riferimento per le quali si calcola N_{cr} .

Considero lunghezza asta maggiore		
L_asta*	1,7	m
	1700	mm
Calcolo N_cr §9.3 ISO/DIS 22156:2020		
P_c	187816	N
I	1900492	mm^4
c	0,8	
K	1	
P_e	197873	N
N_cr	133106	N
Considero lunghezza asta minore		
L_asta*	1,2	m
	1200	mm
Calcolo N_cr §9.3 ISO/DIS 22156:2020		
P_c	187815,71	N
I	1900492	mm^4
c	0,8	
K	1	
P_e	397121	N
N_cr	164536	N
*si considera la lunghezza effettiva del culmo di bambù sottraendo l'ingombro delle connessioni (forcelle metalliche descritte nel §3.6.)		

Come prevedibile lo sforzo normale massimo ammissibile di progetto per le aste corte risulta maggiore di quello relativo alle aste lunghe, per le quali la possibile crisi per instabilità incide maggiormente sulla definizione di uno sforzo normale che tenga conto sia della resistenza sia dell'instabilità.

Estraendo i parametri di sollecitazione del modello numerico risulta lo sforzo sollecitante massimo di compressione pari a:

$$N_{c,MAX} = 113964 \text{ N}$$

Per cui

$$N_{sd} \leq N_{cr}$$

$$113964 \text{ N} \leq 164536 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Capitolo 4

4. Valutazione sistema di retrofitting proposto in relazione a cappotto sismico e diagrid in acciaio

Nel presente capitolo si mette a confronto il sistema di retrofitting proposto con l'impiego di pannelli sismo resistenti e di strutture diagrid in acciaio, così come descritti al capitolo 1 della presente tesi.

4.1. Confronto fra sistema di retrofitting proposto e cappotto sismico

Per poter confrontare le prestazioni del cappotto sismico con la reticolare di controventamento proposta, si prende in considerazione il taglio sismico alla base. In particolare, si fa riferimento al taglio alla base relativo al modello tridimensionale con modulo elastico ridotto. Nello specifico caso, la struttura in c.a. controventata presenta una riduzione di taglio alla base di circa il 50%. Si valuta ora lo spessore e la lunghezza necessaria di un pannello sismo resistente al fine di garantire le stesse prestazioni. Per l'analisi si fa riferimento al capitolo 1.1.1. sul predimensionamento dei pannelli sismo resistenti. Si utilizzano gli abachi, sviluppati dal Dipartimento ICEA dall'Università degli Studi di Padova, per definire il taglio resistente a metro lineare al variare dello spessore e della quantità di armatura del Cappotto Sismico.

Si considera il taglio alla base per la struttura senza reticolare, lungo la direzione x. Si applica una riduzione del 50%.

	Taglio senza reticolare SLV (kN)
Piano 1	948,69
Riduzione 50 percento (T in kN)	
	474,35

Si sceglie dagli abachi lo spessore del pannello e l'armatura. Si considera l'abaco costruito in relazione ad un pannello di lunghezza di 10m, perciò, per ottenere il taglio su unità di lunghezza si divide per 10.

					<i>flessione</i>	<i>taglio</i>				
SPESSORE PARETE (cm)	ARM. VERT. ϕ (mm)	PASSO ARM. VERT. (cm)	ARM. ORIZZ. ϕ (mm)	PASSO ARM. ORIZZ. (cm)	M_{Rd} (kNm)	$\theta = 45^\circ$		θ variabile		
						V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	(θ°)
10	16	20	14	15	19500	3213	2822	3213	2822	45
8	14	20	12	15	14998	2360	2258	2360	2258	45
6	12	20	10	15	11902	1639	1693	1639	1693	45
6	10	20	8	15	8078	1049	1693	1566	1566	34
6	8	20	8	15	5435	1049	1693	1566	1566	34
6	8	20	6	15	5435	590	1693	1285	1285	25
4	8	20	6	15	5203	590	1129	992	992	31

Si sceglie uno spessore di 6cm con una distribuzione di armatura tale da avere un taglio resistente V_{Rsd} pari a 590kN, rapportato ai 10 metri di lunghezza, su unità di lunghezza si ottiene V_{Rsd} pari a 59kN/m.

Ipotizzando una percentuale delle forature del 40%, si considera efficiente il 60% della lunghezza totale del pannello, per cui:

$$0,60 \cdot L_{parete} = \frac{V_{che\ deve\ assorbire\ pannello}}{V_{Rd,pannelli\ abachi}} \rightarrow L_{parete} = \frac{474,35\ kN}{59\ \frac{kN}{m}} \cdot \frac{1}{0,60} = \mathbf{13,40\ m}$$

Dove

L_{parete} rappresenta la lunghezza della parete nella direzione considerata [L];

$V_{Rd,pannelli\ abachi}$ rappresenta il taglio resistente espresso su metro lineare [F/L].

È necessario garantire una lunghezza del pannello di circa 13,5m da distribuire eventualmente su entrambi i lati dell'edificio per avere elementi irrigidenti simmetrici (13,5/2 m per lato).

4.2. Confronto fra sistema di retrofitting proposto e diagrid in acciaio

Analogamente a quanto fatto precedentemente, si considera il taglio alla base. In particolare, il sistema proposto viene confrontato con le prestazioni della struttura diagrid descritta al capitolo 1.2. della presente tesi. La struttura descritta presenta elementi irrigidenti in acciaio che costituiscono una griglia di diagonali in analogia alla struttura proposta. Il comportamento della struttura è ampiamente discusso sia nell'articolo citato al capitolo 1.2. sia nella tesi di Lucrezia Martelli. Si riassumono nuovamente le caratteristiche della struttura.

La struttura originaria presenta le seguenti caratteristiche:

- Pilastrini 40 x 40 cm;
- Travi 30 x 40 cm;
- Lunghezza campate 6 m;
- Altezza piano 3,5m.

L' esoscheletro (pseudo-diaGRID) presenta le seguenti caratteristiche:

- Elementi verticali profilo HE100A, adiacenti ai pilastrini esistenti;
- Diagonali di controventamento Profilo TUBOC 114,5 x 5 mm (diametro 114,5 mm; spessore 5 mm).

Si riporta in figura 65 il modello numerico tridimensionale della struttura retrofittata.

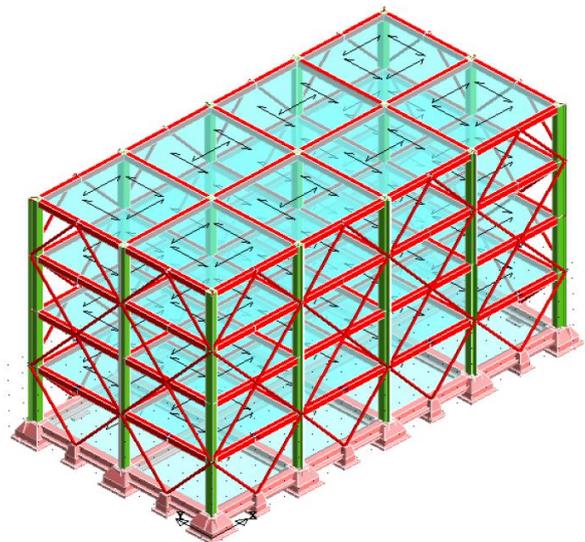


Figura 65. Modello tridimensionale struttura con retrofit [Tesi Lucrezia Martelli, 2018]

Si riportano di seguito i valori di taglio alla base allo SLV e SLD. Con NC si intende la struttura non retrofittata, mentre la sigla C indica la struttura rinforzata.

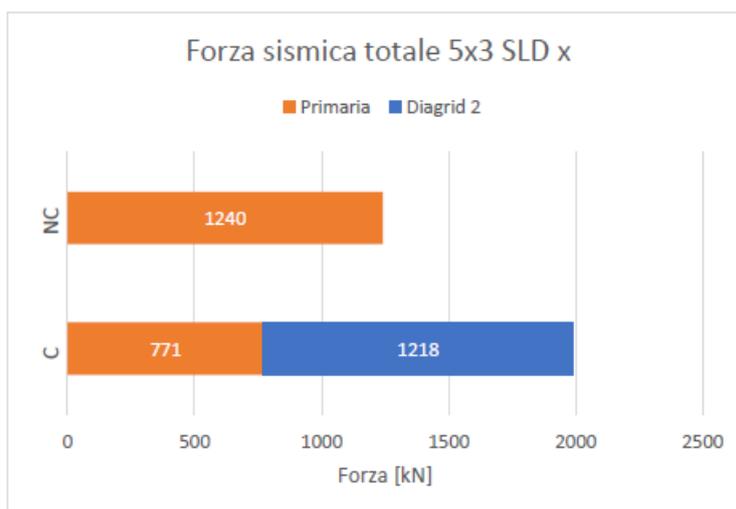


Figura 66. Taglio alla base allo SLD lungo la direzione prevalente x [Tesi Lucrezia Martelli, 2018]

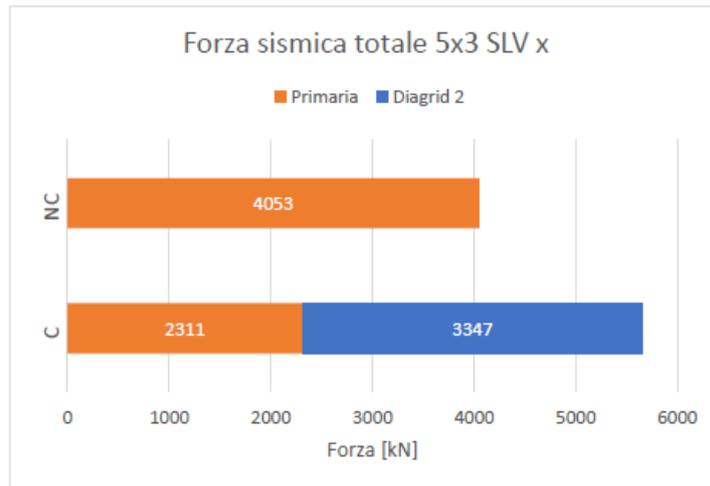


Figura 67. Taglio alla base SLV lungo la direzione prevalente x [Tesi Lucrezia Martelli, 2018]

Dallo studio emerge che sottoponendo la struttura rinforzata ad un certo input sismico, si ha una riduzione del taglio alla base sui pilastri del 43% allo SLV e del 38% allo SLD.

Taglio alla base direzione x (lunghezza prevalente)		
Struttura originaria		
V_SLD	1240	kN
Struttura con reticolare (taglio su struttura originaria)		
V_SLD	771	kN
Riduzione V	38	%
Taglio alla base direzione x (lunghezza prevalente)		
Struttura originaria		
V_SLV	4053	kN
Struttura con reticolare (taglio su struttura originaria)		
V_SLV	2311	kN
Riduzione V	43	%

Le prestazioni in termini di riduzione di taglio sono confrontabili con quelle ottenute dal sistema di controventamento reticolare ibrido acciaio-bambù proposto: 46% allo SLD e 47% allo SLV.

Conclusioni

Il lavoro di tesi dimostra la fattibilità nell'utilizzo di un materiale "non convenzionale" come il bambù in applicazioni strutturali. In particolare, si studiano le prestazioni meccaniche dei culmi di bambù coltivato in Italia. L'impatto ambientale legato all'impiego di questo materiale sarebbe molto minore rispetto ai comuni materiali utilizzati nel settore delle costruzioni.

Si propone un sistema di retrofitting innovativo costituito da reticolari di controventamento ibride acciaio-bambù. Lo studio di questo sistema, applicato ad una struttura intelaiata in calcestruzzo armato, dimostra una buona efficacia in termini di riduzione sia degli spostamenti di piano sia delle sollecitazioni taglienti sulla struttura originaria, grazie alla capacità delle reticolari di assorbire una quota parte rilevante delle sollecitazioni. Si valuta, inoltre, la capacità resistente dei culmi di bambù con verifiche di resistenza in relazione alle sollecitazioni prevalenti: trazione e compressione, tenendo conto dell'instabilità, in riferimento alla normativa ISO/DIS 22156:2020 sulle costruzioni che prevedono l'impiego di culmi di bambù.

Si valutano le prestazioni di questo sistema rispetto ai pannelli sismo resistenti e alle strutture diagrid, descritti nel primo capitolo della presente tesi. Dall'analisi emerge che la reticolare progettata ha prestazioni confrontabili con l'impiego di controventamenti reticolari in acciaio (diagrid). Per quanto riguarda i pannelli sismo resistenti, eventualmente all'aumentare della lunghezza del pannello progettato si possono raggiungere prestazioni anche migliori, a seconda del livello di miglioramento sismico che si vuole raggiungere. Ragionamento analogo può essere fatto anche in relazione all'impiego nella reticolare di controventamento di elementi con maggiore rigidità, che siano quindi capaci di assorbire una quota parte maggiore delle forze in gioco.

Il presente lavoro di tesi rappresenta un primo passo nell'impiego di materiali naturali per il retrofit strutturale. Gli sviluppi futuri possono essere molteplici sia in relazione agli aspetti strutturali, che vengono trattati nella tesi, sia in relazione ad aspetti energetici. Il sistema progettato può essere inserito all'interno di un materiale isolante che protegga il bambù dal degrado, in particolare dall'umidità che depotenzia notevolmente le sue prestazioni meccaniche. L'isolamento può rivestire un ruolo primario anche nell'incremento dell'efficienza energetica dell'edificio, riducendo i valori di trasmittanza. Quindi, il sistema proposto si inserisce in un contesto di miglioramento strutturale ed energetico sostenibile.

In conclusione, la reticolare ibrida progettata rappresenta un sistema di retrofitting integrato innovativo, che apre all'impiego di un materiale poco costoso e sostenibile, con la proposta di uno studio indirizzato verso il connubio fra efficienza strutturale, energetica e sostenibilità, auspicando un crescente dirottamento del settore delle costruzioni verso questa direzione.

Bibliografia

Catalogo Geniale Cappotto Sismico. Ecosism: Advanced Building Tecnology. (2019)

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*

Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, n. 35 del 11 febbraio 2019 - Serie generale

D.M. 17 gennaio 2018. *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*

Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

D. M. 11 ottobre 2017. *Criteri ambientali minimi per l'affidamento di servizi di progettazione e lavori per la nuova costruzione, ristrutturazione e manutenzione di edifici pubblici.* Gazzetta

Ufficiale della Repubblica Italiana Serie generale - n. 259

De Falder, K. Rovers, R. (2009). *One laminated bamboo-frame house per hectare per year.*

Construction and Building Materials, 23: 210-218

Dettagli costruttivi Cappotto Sismico. Cappotto Sismico Geniale – Particolari. Ecosism: Advanced Building Tecnology. (2019)

Fabiani, M. (2016). *Il bambù come materiale strutturale.* Bambusoideae: Approfondimenti dedicati al bambù strutturale

Fardis, M. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8.* Springer

Feroldi, F. Marini, A. Belleri, A. Passoni, Riva, C. Preti, M. Giuriani, E. Plizzari, G. (2014). *Miglioramento e adeguamento sismico di edifici contemporanei mediante approccio integrato*

energetico, architettonico e strutturale con soluzioni a doppio involucro a minimo impatto ambientale. Progettazione Sismica, 5

Greco, S. (2017). *Il Bambù Italiano: prove meccaniche e connessioni assiali per prospettive sostenibili*. Tesi di laurea in ingegneria edile-architettura, Università di Bologna

Guidelines on the Design and Construction of Bamboo Scaffolds

Heinsdorff, M. (2010). *The bamboo architecture design with nature*. Cina: Gold East

International Standard. ISO/DIS 22156:2020. *Bamboo — Structural design*

International Standard. ISO 12122-1:2014. *Timber structures - Determination of characteristic values - Part 1: Basic requirements*

International Standard. ISO/DIS 22156:2004. *Bamboo - Structural design. First edition*

Lárraga, R., Rivera, R. (2018). *Bamboo: Alternative sustainable tourism for community development*. Università Autonoma di San Luis Potosí, Università Autonoma Chapingo

Li, Z. Lia, T. Wanga, C. Hea, X. Xiao, Y. (2019) *Experimental study of an unsymmetrical prefabricated hybrid steel-bamboo*. Engineering Structures, 201

Martelli, L. (2018). *L'esoscheletro come approccio metodologico per l'adeguamento sismico di costruzioni esistenti*. Tesi di laurea magistrale in ingegneria civile, Politecnico di Torino

Masi, A. Vona, M. (2012). *Vulnerability assessment of gravity-load designed RC buildings: Evaluation of seismic capacity through non-linear dynamic analyses*. Engineering Structures, 45: 257-269

Meguro, K. Soti, R. Navaratnaraj, S. Numada, M. (2012). *Dynamic Testing of Masonary Houses Retrofitted by Bamboo Band Meshes*. Journal of Japan Society of Civil Engineers, 68: 760-765

Molari, L. Mentrasti, Fabiani, M. (2020). *Mechanical characterization of five species of Italian bamboo*. Structures, 24: 59-72

Pertile, V. Stella, A. De Stefani, L. Scotta, R. (2019). *Miglioramento sismico ed energetico di edifici in muratura mediante Cappotto Sismico: seconda campagna di prove sperimentali*. Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università di Padova

Reggio, A. Restuccia, L. Martelli, L. Ferro, G. (2019). *Seismic performance of exoskeleton structures*. Engineering Structures, 198

Reglamento colombiano de construccion sismo resistente. *Titulo G – Estructuras de madera y estructuras de guadua*. Comision asesora permanente para el regimen de construcciones sismo resistente. (Normativa colombiana)

Scheda tecnica, Geniale Capotto Sismico Ecosism, Innovativa soluzione tecnologica per la riqualificazione sismica ed energetica degli edifici esistenti. (2019)

Scotta, R. De Stefani, L. Pertile, V. (2016). *Studio preliminare per la valutazione teorica e analitica della fattibilità ed efficacia dell'adeguamento sismico di edifici esistenti mediante il cappotto armato Ecosism*. Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università degli studi di Padova

Scotta, R. De Stefani, L. Pertile, V. (2017). *Relazione interpretativa del comportamento del sistema Cappotto Sismico Ecosism sulla base dei risultati sperimentali ottenuti dalla campagna*

di prove effettuata. Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università degli studi di Padova

Scotta, R. Stella, A. De Stefani, L. Pertile, V. (2019). *Miglioramento sismico ed energetico degli edifici esistenti mediante “Cappotto Sismico”: prove sperimentali ed interpretazione dei risultati.* Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università di Padova

Scotta, R. (2019). *Gli interventi di miglioramento sismico degli edifici: Una tecnologia smart per il retrofitting integrato degli edifici esistenti.* Seminario Cappotto Sismico: Modena

Sharma, B. Gatóo, A. Bock, M. Ramage, M. (2015). *Engineered bamboo for structural applications.* Construction and Building Materials, 81: 66-73

Sreadha, A. Pany, C. (2020). *Review on fabrication of bamboo composite materials reinforced concrete.* Journal of Science and Technology, 6: 258-279

Toreno, M. Arpino, R. Mele, E. Brandonisio, G. De Luca, A. (2012). *An Overview on Diagrid Structures for Tall Buildings.* Journal of Structural Engineers World Congress

Vona, M. Mastroberti, M. *Estimation of the behavior factor of existing RC-MRF buildings* Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 17: 191-204

Widyowijatnoko, A. (2012). *Traditional and innovative joints in bamboo construction.* Germania: TragKonstruktionen

Sitografia

[<https://www.isprambiente.gov.it>]

[<https://www.treccani.it/enciclopedia>]

[<https://www.ecosism.com/dossiertecnicogeniale/>]

[<http://www.expo2010italia.gov.it/ita/tema.html>]

[<https://www.rinnovabili.it/energia/biomassa/definizione-biomassa/>]

[<https://www.greenb.it/strutture-permanenti-in-bambu/>]

Appendice A

Si riporta nella presente appendice l'analisi dei dati, impiegati per la definizione dei valori di progetto, applicando la normativa ISO e Colombiana. I valori trattati sono relativi ad indagini sperimentali condotte dal centro di ricerca dell'Università di Bologna.

A.1. Applicazione normativa ISO e Colombiana

I dati sperimentali analizzati riguardano specie di bambù con diametri compresi fra $50 \div 90$ mm. Per ciascuna specie si riportano nel dettaglio i dati iniziali, i coefficienti applicati e i risultati in termini di valori di progetto, facendo riferimento alla normativa ISO e Colombiana.

In particolare, per la resistenza a trazione si considerano i provini che presentano dei nodi, che rappresentano, per la trazione, un punto di debolezza, in corrispondenza del quale si generano le prime fessure. Per la determinazione della resistenza a compressione, viceversa, si tiene conto dei dati relativi a campioni privi di nodi, in quanto in questo caso il nodo rappresenta un elemento irrigidente che aumenta la capacità del sistema. Questa distinzione permette di ottenere dei valori di progetto più cautelativi.

I dati che si discostano eccessivamente dalla popolazione di campioni vengono scartati, considerandoli poco attendibili. Con n si indicano il numero di campioni attendibili. Per specifiche su come vengano condotte le indagini sperimentali si rimanda allo studio condotto da Molari, pubblicato nel 2020.

Specie Phyllostachys Bambusoides

n	6		
t_k	2,18		
TRAZIONE			
	σ_t (MPa)		rottura generalmente a trazioni in corrispondenza del nodo quindi, si considerano dati relativi a campioni con nodi
1	221,18		
2	236,52		
3	217,24		
4	167,52		
5	213,46		
6	134,01		
media	198,32	MPa	tensione di trazione media
deviazione standard	39,12	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	113,03	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,197		
k_0,05;0,75	2,05		
X_0,05;0,75	94,37	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_DF	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	40,11	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_ki	88,45	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	trazione	
F_s	2		
FDC	1,5		
F_i	14,74	MPa	
F'_i	23,59	MPa	

n	6		
t_k	2,18		
COMPRESSIONE			
	σ_c (MPa)		nodo rappresenta irrigidimento trasversale che porta ad un miglioramento del comportamento a compressione quindi, si considerano dati relativi a campioni senza nodi
1	73,38		
2	71,61		
3	87,84		
4	79,03		
5	89,74		
6	90,53		
media	80,48	MPa	tensione di compressione media
deviazione standard	7,57	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	63,98	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,094		
k_{0,05;0,75}	2,05		
X_{0,05;0,75}	58,94	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_DF	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	25,05	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_ki	57,35	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	(ISO 22156:2004)	
F_s	1,5		
FDC	1,2		
F_i	15,93	MPa	
F'_i	25,49	MPa	

MODULO ELASTICO			
	E (GPa)		media fra modulo elastico a trazione e compressione
1	24,23		
2	16,61		
3	18,49		
4	17,3		
5	22,01		
6	16,92		
7	23,92		
8	21,86		
9	20,42		
10	20,89		
11	19,01		
12	11,84		
media	19,46	GPa	modulo elastico medio

Applicazione normativa ISO 12122:2014		
C_DE		1
C_T		1
E_d	19,46	GPa

Applicazione normativa colombiana		
E_promedio	19,46	GPa

Sintesi risultati ottenuti

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys	Bambusoides	Guadua
Trazione (MPa)	40,11	23,59	28,8
Compressione (MPa)	25,05	25,49	22,4
Modulo elastico (Mpa)	19457,34	19457,34	9500

Specie Phyllostachys Edulis

n	4		
t_k	2,63		
TRAZIONE			
	σ_t (MPa)		rottura generalmente a trazioni in corrispondenza del nodo quindi, si considerano dati relativi a campioni con nodi
1	198,51		
2	117,02		
3	182,01		
4	135,45		
media	158,25	MPa	tensione di trazione media
deviazione standard	22,12	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 per cento	100,06	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,140		
k_0,05;0,75	2,05		
X_0,05;0,75	85,72	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_DF	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	36,43	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_ki	81,18	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	trazione	
F_s	2		
FDC	1,5		
F_i	13,53	MPa	
F'_i	21,65	MPa	

n	5		
t_k	2,33		
COMPRESSIONE			
	σ_c (MPa)		nodo rappresenta irrigidimento trasversale che porta ad un miglioramento del comportamento a compressione quindi, si considerano dati relativi a campioni senza nodi
1	75,56		
2	61,19		
3	82,33		
4	75,44		
5	58,52		
media	70,61	MPa	tensione di compressione media
deviazione standard	10,25	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	46,73	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,145		
k_{0,05;0,75}	2,05		
X_{0,05;0,75}	40,52	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_{DF}	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	17,22	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_{ki}	38,54	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	(ISO 22156:2004)	
F_s	1,5		
FDC	1,2		
F_i	10,71	MPa	
F'_i	17,13	MPa	

MODULO ELASTICO			
	E (GPa)		media fra modulo elastico a trazione e compressione
1	19,26		
2	15,11		
3	16,37		
4	13,44		
5	16,26		
6	13,32		
7	15,46		
8	17,56		
9	13,53		
media	15,59	GPa	modulo elastico medio

Applicazione normativa ISO 12122		
C_DE	1	
C_T	1	
E_d	15,59	GPa

Applicazione normativa colombiana		
E_promedio	15,59	GPa

Sintesi risultati ottenuti

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Edulis		Guadua
Trazione (MPa)	36,43	21,65	28,8
Compressione (MPa)	17,22	17,13	22,4
Modulo elastico (Mpa)	15590,79	15590,79	9500

Specie Phyllostachys Iridescens

n	6		
t_k	2,18		
TRAZIONE			
	σ_t (MPa)		rottura generalmente a trazioni in corrispondenza del nodo quindi, si considerano dati relativi a campioni con nodi
1	184,29		
2	187,83		
3	250,77		
4	235,31		
5	229,61		
6	208,86		
media	216,11	MPa	tensione di trazione media
deviazione standard	26,90	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	157,48	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,124		
k_0,05;0,75	2,05		
X_0,05;0,75	141,08	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_DF	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	59,96	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_ki	135,87	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	trazione	
F_s	2		
FDC	1,5		
F_i	22,65	MPa	
F'_i	36,23	MPa	

n	6		
t_k	2,18		
COMPRESSIONE			
	σ_c (MPa)		nodo rappresenta irrigidimento trasversale che porta ad un miglioramento del comportamento a compressione quindi, si considerano dati relativi a campioni senza nodi
1	84,43		
2	70,38		
3	82,97		
4	81,16		
5	84,39		
6	76,65		
media	79,12	MPa	tensione di compressione media
deviazione standard	5,09	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	68,02	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,064		
k_0,05;0,75	2,05		
X_0,05;0,75	64,35	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_DF	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	27,35	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_ki	63,19	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	(ISO 22156:2004)	
F_s	1,5		
FDC	1,2		
F_i	17,55	MPa	
F'_i	28,08	MPa	

MODULO ELASTICO			
	E (GPa)		media fra modulo elastico a trazione e compressione
1	23,75		
2	16,16		
3	19,01		
4	14,95		
5	22,7		
6	15,11		
7	22,10		
8	22,45		
9	18,33		
10	19,58		
11	21,80		
12	16,05		
media	19,33	GPa	modulo elastico medio

Applicazione normativa ISO 12122:2014			
C_DE		1	
C_T		1	
E_d		19,33	GPa

Applicazione normativa colombiana			
E_promedio		19,33	GPa

Sintesi risultati ottenuti

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Iridescens		Guadua
Trazione (MPa)	59,96	36,23	28,8
Compressione (MPa)	27,35	28,08	22,4
Modulo elastico (Mpa)	19333,24	19333,24	9500

Specie Phyllostachys Vivax

n	4		
t_k	2,63		
TRAZIONE			
	σ_t (MPa)		rottura generalmente a trazioni in corrispondenza del nodo quindi, si considerano dati relativi a campioni con nodi
1	137,73		
2	134,82		
3	155,49		
4			
5	179,21		
6			
media	151,81	MPa	tensione di trazione media
deviazione standard	20,42	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	98,10	MPa	

Applicazione normativa ISO		
ISO 12122-1:2014(E)		
V	0,135	
k_0,05;0,75	2,05	
X_0,05;0,75	84,58	MPa
ISO 22156: 2020		
classe servizio 2		
C_R	1	
C_DF	0,85	
C_T	1	
FS_m	2	
f_i	35,94	MPa

Applicazione normativa colombiana		
f_ki	80,29	MPa
Calcolo sforzo ammissibile		
FC	0,5	trazione
F_s	2	
FDC	1,5	
F_i	13,38	MPa
F'_i	21,41	MPa

n	6		
t_k	2,18		
COMPRESSIONE			
	σ_c (MPa)		nodo rappresenta irrigidimento trasversale che porta ad un miglioramento del comportamento a compressione quindi, si considerano dati relativi a campioni senza nodi
1	59,98		
2	62,30		
3	64,58		
4	65,90		
5	67,01		
6	63,44		
media	63,24	MPa	tensione di compressione media
deviazione standard	2,02	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	58,83	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,032		
k_0,05;0,75	2,05		
X_0,05;0,75	57,25	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_DF	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	24,33	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_ki	56,75	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	(ISO 22156:2004)	
F_s	1,5		
FDC	1,2		
F_i	15,76	MPa	
F'_i	25,22	MPa	

MODULO ELASTICO			
	E (GPa)		media fra modulo elastico a trazione e compressione
1	14,52		
2	20,56		
3	15,7		
4	12,65		
5	17,77		
6	15,02		
7	16,85		
8	19,68		
9	19,82		
10	19,06		
media	17,16	GPa	modulo elastico medio

Applicazione normativa ISO 12122:2014		
C_DE	1	
C_T	1	
E_d	17,16	GPa

Applicazione normativa colombiana		
E_promedio	17,16	GPa

Sintesi risultati ottenuti

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Vivax		Guadua
Trazione (MPa)	35,94	21,41	28,8
Compressione (MPa)	24,33	25,22	22,4
Modulo elastico (Mpa)	17163,91	17163,91	9500

Specie Phyllostachys Violascens

n	5		
t_k	2,33		
TRAZIONE			
	σ_t (MPa)		rottura generalmente a trazioni in corrispondenza del nodo quindi, si considerano dati relativi a campioni con nodi
1	116,03		
2	86,34		
3	138,15		
4	151,91		
5			
6	127,72		
media	124,03	MPa	tensione di trazione media
deviazione standard	24,87	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	66,07	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,201		
k_0,05;0,75	2,05		
X_0,05;0,75	53,93	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_DF	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	22,92	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_ki	50,07	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	trazione	
F_s	2		
FDC	1,5		
F_i	8,35	MPa	
F'_i	13,35	MPa	

n	6		
t_k	2,18		
COMPRESSIONE			
	σ_c (MPa)		nodo rappresenta irrigidimento trasversale che porta ad un miglioramento del comportamento a compressione quindi, si considerano dati relativi a campioni senza nodi
1	60,79		
2	50,86		
3	55,81		
4	58,76		
5	53,90		
6	62,08		
media	57,66	MPa	tensione di compressione media
deviazione standard	4,00	MPa	radice quadrata della varianza
Calcolo frattile al 5 percento	48,93	MPa	

Applicazione normativa ISO			
ISO 12122-1:2014(E)			
V	0,069		
k_0,05;0,75	2,05		
X_0,05;0,75	46,09	MPa	
ISO 22156: 2020			
classe servizio 2			
C_R	1		
C_DF	0,85		
C_T	1		
FS_m	2		
f_i	19,59	MPa	

Applicazione normativa colombiana			
f_ki	45,19	MPa	
Calcolo sforzo ammissibile			
FC	0,5	(ISO 22156:2004)	
F_s	1,5		
FDC	1,2		
F_i	12,55	MPa	
F'_i	20,08	MPa	

MODULO ELASTICO			
	E (GPa)		media fra modulo elastico a trazione e compressione
1	15,91		
2	17,97		
3	16,8		
4	23,25		
5	24,02		
6	13,19		
7	22,07		
8	19,13		
9	14,31		
10	16,62		
11	14,36		
media	17,97	GPa	modulo elastico medio

Applicazione normativa ISO 12122			
C_DE		1	
C_T		1	
E_d		17,97	GPa

Applicazione normativa colombiana			
E_promedio		17,97	GPa

Sintesi risultati ottenuti

Normativa	ISO	Colombiana	Colombiana
Specie	Phyllostachys Bambusoides		Guadua
Trazione (MPa)	22,92	13,35	28,8
Compressione (MPa)	19,59	20,08	22,4
Modulo elastico (Mpa)	17966,34	17966,34	9500

A.2. Confronto normativa ISO e Colombiana

Dal confronto fra la normativa ISO e la normativa colombiana, emerge come quest'ultima sia più cautelativa relativamente alla resistenza a trazione. I coefficienti correttivi applicati dalla normativa colombiana sono differenti se si tratta di trazione o compressione, risultando essere più stringenti nel caso di trazione. La normativa ISO non prevede questo tipo di distinzione ed applica una serie di coefficienti correttivi, uguali a trazione e compressione, che possono essere definiti analoghi ai coefficienti di cui tiene conto la normativa colombiana per la compressione.

Normativa ISO

$$\triangleright f_{ik} = X_{0,05} \cdot \left(1 - \frac{k_{i,0.05,0.75} \cdot V}{\sqrt{n}}\right)$$

dove:

$$k_{i,0.05,0.75} = 2,05$$

$$V = \frac{\sigma}{\bar{x}}$$

$$\triangleright f_i = f_{ik} \cdot C_R \cdot C_{DF} \cdot C_T \cdot \left(\frac{1}{F_{S_m}}\right)$$

Dove:

$C_R = 1$ (coeff. elementi ridondanti)

$C_{DF} = 0,85$ (coeff. classe servizio e durata carico)

$C_T = 1$ (coeff. temperatura)

$F_{S_m} = 2$ (coeff. in funzione del tipo di sollecitazione pari a 2 sia per compressione sia per trazione)

Quindi:

$$C_R \cdot C_{DF} \cdot C_T \cdot \left(\frac{1}{F_{S_m}}\right) = 0,425 \text{ compressione e trazione}$$

Normativa Colombiana

$$\triangleright f_{ki} = f_{0.05i} \cdot \left(1 - \frac{2,7 \frac{\sigma}{\bar{x}}}{n}\right)$$

$$\triangleright F_i = \frac{FC}{F_s \cdot FDC} \cdot f_{ki}$$

$$\triangleright F'_i = F_i \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t$$

Da cui:

$$\triangleright F'_i = \frac{FC}{F_s \cdot FDC} \cdot f_{ki} \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t$$

Dove:

$C_D = 1,6$ (coeff. durata carico)

$C_m = 1$ (coeff. umidità)

$C_t = 1$ (coeff. temperatura)

$FC = 0.5$ per trazione, 0.5 per compressione
(condizione di carico laboratorio diversa str.)

$F_s = 2.0$ per trazione, 1.5 per compressione (coeff. di sicurezza)

$FDC = 1.5$ per trazione, 1.2 per compressione (coeff. durata carico)

Quindi:

$$\frac{FC}{F_s \cdot FDC} \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t = 0,44 \text{ compressione}$$

$$\frac{FC}{F_s \cdot FDC} \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t = 0,26 \text{ trazione}$$