



z



Dipartimento di Ingegneria Civile

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
per la Protezione dai Rischi Naturali

Tesi di Laurea

**“PROGETTAZIONE ED ANALISI DI UN EDIFICIO IN CLT
TRAMITE L’UTILIZZO DEL SOFTWARE RFEM”**

Tutor Universitario:

Prof. Gianmarco De Felice

Tutor Aziendale:

Prof. Vlatka Rajčić

Laureanda:

Elisa Moretti
Matricola 448457

Anno Accademico 2018/2019

Sommario

1. Introduzione	4
2. Il CLT	6
2.1 Strutture standard del CLT	8
2.2 I pannelli Xlam sono disponibili nelle seguenti tipologie di fornitura:	8
2.3 Pannelli Xlam speciali a richiesta	9
2.4 Xlam senza formaldeide	9
2.5 Vantaggi e svantaggi dell'utilizzo del CLT	10
2.5.1 Vantaggi	10
2.5.2 Svantaggi	11
2.6 CLT o Xlam: il sistema strutturale per la bioedilizia	11
2.7 Fornitura Xlam in cantiere	12
2.8 Montaggio Xlam	12
2.9 Xlam sistema costruttivo antisismico	13
2.10 Xlam resistenza al fuoco REI certificata	14
2.11 Xlam convenienza economica	14
2.12 Recupero a fine vita	15
3. Descrizione del caso di studio	15
3.1 Inquadramento territoriale	15
3.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	16
3.3 Schema strutturale	16
3.4 Descrizione del modello	16
4. Analisi dei carichi e delle azioni esterne	19
4.1 I carichi permanenti	19
4.2 I carichi variabili	21
5. Azione sismica	26
5.1 Individuazione della pericolosità del sito (FASE 1)	26
5.2 Scelta della strategia di progettazione (FASE2)	27
5.3 Determinazione dell'azione di progetto (FASE 3)	29
5.3.1 Categoria di sottosuolo	29
5.3.2 Fattore di struttura	30
5.3.3 Regolarità in pianta	31
5.3.4 Regolarità in altezza	31
5.4 Spettro di risposta	31
5.4.1 Parametri dello spettro per lo stato limite di danno:	32
5.4.2 Parametri dello spettro per lo stato limite di salvaguardia della vita	33
6. Combinazione delle azioni	34
7. Tipologie di analisi da eseguire	39
7.1 Analisi statica lineare equivalente	39
7.1.1 Combinazioni di carico orizzontali (Analisi lineare statica)	40
7.2 Analisi dinamica lineare	42

8.	Verifica delle pareti in CLT.....	44
8.1	Verifiche di instabilità.....	44
8.2	Modello di calcolo CLT.....	45
8.3	Verifiche a compressione perpendicolare alla fibratura.....	45
8.4	Verifiche a taglio.....	46
8.4.1	Verifica del meccanismo di rottura per taglio.....	46
8.4.2	Verifica del meccanismo di rottura a torsione.....	46
9.	Verifiche dei solai in CLT.....	73
9.1	Modello di calcolo CLT.....	73
9.2	Verifica di resistenza a flessione.....	73
9.3	Verifiche di resistenza a taglio.....	74
9.3.1	Verifiche di resistenza a taglio negli strati paralleli alla direzione di calcolo.....	74
9.4	Verifiche di deformazione dei solai (SLE).....	75
10.	Verifica travi in legno.....	91
10.1	Verifiche di resistenza a flessione.....	91
10.2	Verifiche di resistenza a taglio.....	92
10.3	Verifiche di deformazione delle travi (SLE).....	92
11.	Verifiche pilastri in legno.....	93
11.1	Verifiche di instabilità.....	93
12.	Le connessioni.....	94
12.1	Il ruolo delle connessioni nel comportamento sismico e criteri di modellazione.....	94
12.2	Resistenza e duttilità delle connessioni: note generali.....	95
12.1.1	Tipologie disponibili.....	97
-	Viti.....	97
-	Chiodi.....	97
-	Spinotti.....	97
-	Perni auto-perforanti.....	98
-	Piastre.....	98
-	Giunti parete-fondazione.....	98
-	Giunti parete-solaio-parete.....	100
-	Giunti d'angolo.....	101
12.3	Modelli di comportamento delle connessioni nelle strutture CLT o Xlam.....	102
12.4	Progetto delle connessioni.....	109
12.4.1	Approccio mediante calcolo delle rigidzze delle connessioni.....	109
12.4.2	Approccio calcolo esatto delle connessioni attraverso Calculatis.....	111
-	Progetto viti tra soletta e parete sottostante.....	122
-	Progetto e verifica degli angolari, cioè delle connessioni tra soletta e parete superiore.....	128
-	Progetto e verifica hold-down.....	133
12.5	Verifica spostamento massimo dell'edificio: Limitazione del danneggiamento.....	140
13.	Conclusioni.....	142
13.1	Esempi costruzioni in CLT (Xlam) in Italia.....	142
13.2	Esempi di costruzioni in CLT(Xlam) nel mondo.....	144
14	Bibliografia.....	147

1. Introduzione

Lo scopo della presente relazione è quello di illustrare il lavoro di tesi svolto durante l'attività di tirocinio tenutosi presso il Dipartimento di Ingegneria civile dell'Università degli studi di Zagabria (Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet) che ha sede in kačićeva ulica 26, 10000 Zagreb.

Durante tale periodo è stata effettuata la progettazione e l'analisi strutturale di un edificio di 10 piani realizzato in CLT (o XLAM) che sorgerà a Foligno, in provincia di Perugia.

La modellazione è avvenuta attraverso il software RFEM di Dlubal che sfrutta il metodo agli elementi finiti per analizzare il comportamento della struttura.

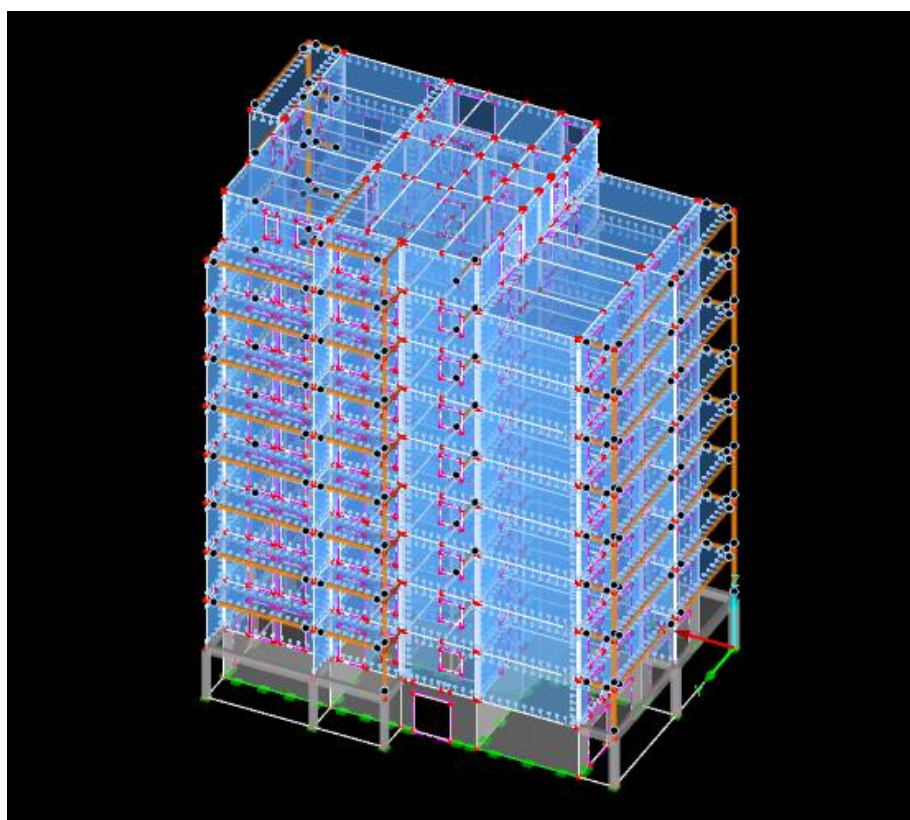


Fig 1.1: Immagine del modellino su RFEM

Lo scopo di tale progetto è stato quello di apprendere nuove tecniche di costruzione ecosostenibili ed ecocompatibili al fine di applicarle in progetti italiani futuri e di diffondere la cultura del legno anche nel nostro Paese.

Il settore edile, sia pubblico che privato, ha bisogno di metodi sostenibili ad alta efficienza energetica. In quest'ottica il legno, la nostra materia prima più importante, offre numerosi vantaggi rispetto ad altri materiali che non provengono da fonti rinnovabili. Il legno si rigenera, è riciclabile e alla fine del suo ciclo utile può essere impiegato per produrre bioenergia. In più, contenendo in sé carbonio in forma legata, i prodotti in legno offrono un mezzo efficace per contrastare il cambiamento climatico nel lungo periodo.

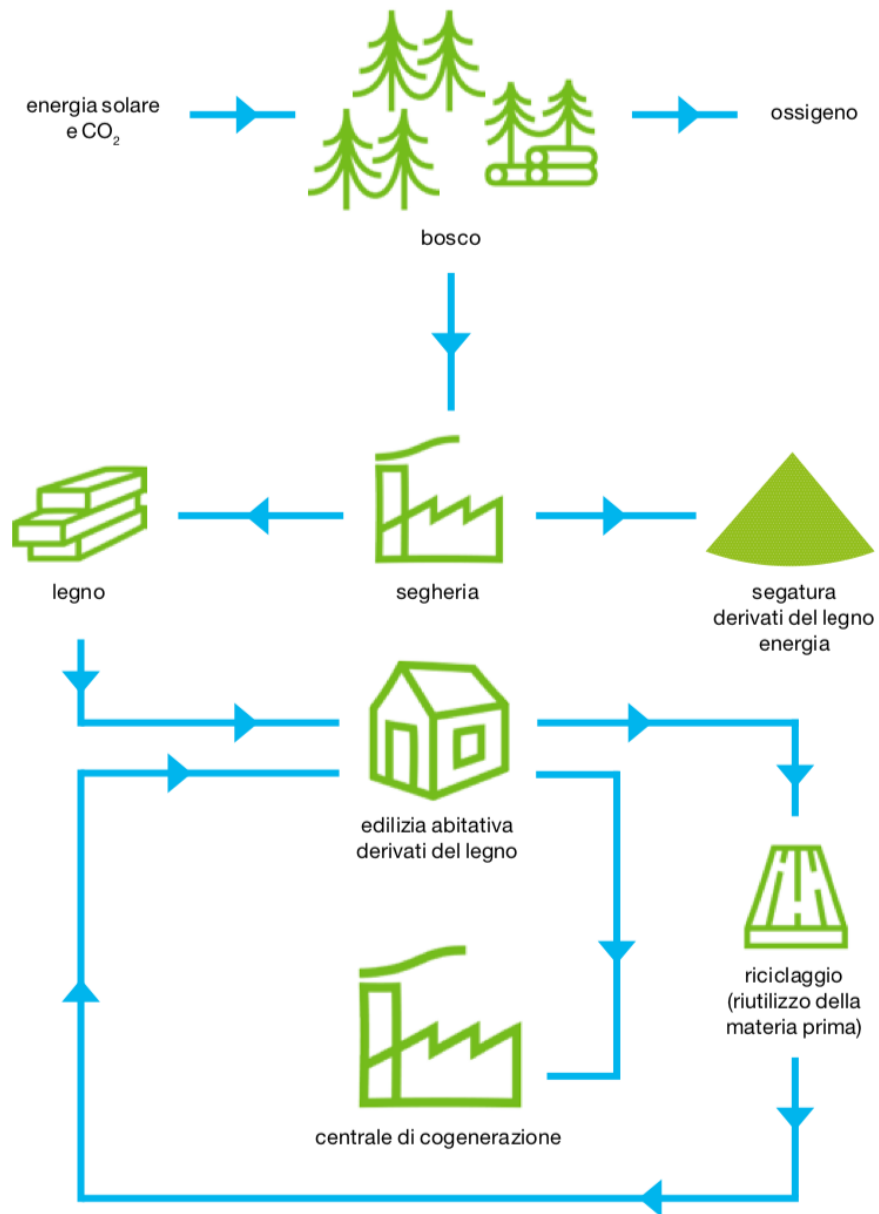


Fig. 1.2 Riciclo e riutilizzo del legno

2. Il CLT

Il CLT, acronimo di Cross Laminated Timber o X-LAM (in italiano), è un prodotto in legno massiccio composto da un minimo di tre pannelli monostrato sovrapposti e incollati uno sull'altro in modo che la fibratura di ogni strato sia ruotata di 90° rispetto agli strati adiacenti.

Attualmente la dimensione massima producibile dall'azienda Stora Enso è di 2,95x16,00 m.

I pannelli CLT si compongono quindi di più strati, sono disponibili in vari spessori e sono incollati con colle eco-compatibili privi di formaldeide.

Il CLT offre possibilità praticamente illimitate sotto l'aspetto progettuale, stilistico, architettonico e si presta per la realizzazione di muri esterni come di pareti interne, di solai e tetti.

Dati tecnici CLT	
Impiego	pannelli per parete, solaio e tetto
Larghezza massima	2,95m (su richiesta fino a 4 m)
Lunghezza massima	16,00 m
Spessore massimo	320 mm
Struttura dei pannelli	3,5,7 o 8 strati
Sagomatura	qualsiasi struttura
Essenze	abete rosso, pino silvestre
Umidità del legno	12% ± 2%
Qualità estetiche	a vista, non a vista e a vista industriale
Superficie	levigata su entrambi i lati
Peso	ca 470kg per m3 di CLT
Coefficiente di resistenza alla diffusione del vapore acqueo	tra 20 e 50 μ
Conduktività termica	0,13W/(mK)
capacità termica specifica c_p	1600 J/(kgK)
classi di utilizzo	utilizzabili per le classi 1 e 2 in conformità alla norma EN 1995-1-1

L'utilizzo del legno nelle costruzioni riduce le emissioni di CO₂

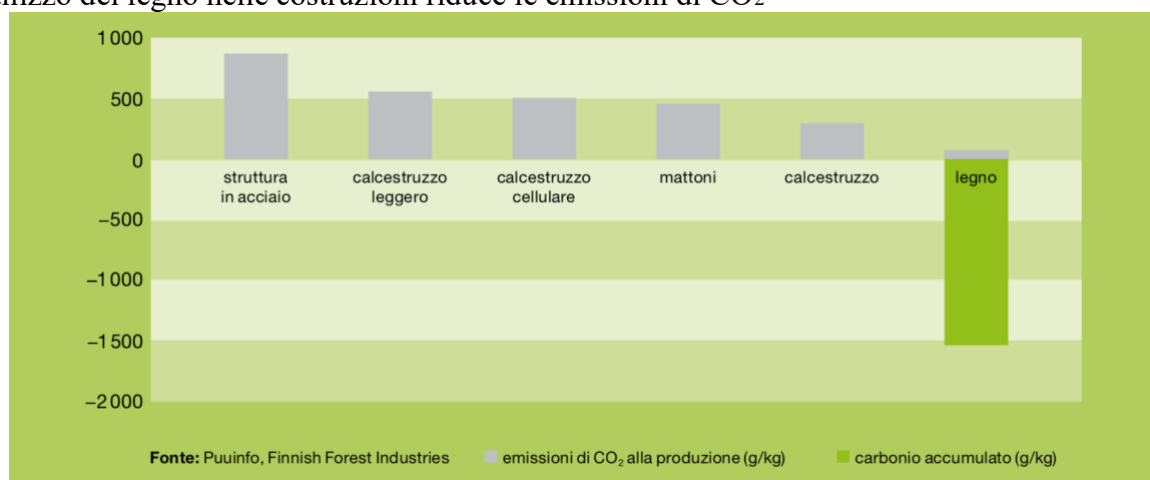


Fig. 2.1 : CO₂ a confronto

Alluminio, ferro, acciaio e plastiche sono materiali che per la loro produzione richiedono enormi energie dalle forti emissioni nocive in atmosfera che si sommano ai danni ambientali causati dall'estrazione minerale e dai cicli di verniciatura realizzati con l'ausilio di solventi sintetici e componenti tossici e pericolosi più disparati. Tutto questo viene sottolineato quotidianamente dai mezzi di informazione.

L'emissione di CO₂ in grandi quantità a livello mondiale rappresenta uno dei più urgenti problemi ambientali. L'innalzamento della concentrazione di Anidride Carbonica nell'atmosfera terrestre è uno dei fattori fondamentali che rafforza l'effetto serra. Ciò porta a lungo termine ad un riscaldamento generalizzato della terra e a mutamenti climatici, purtroppo già in atto.

Il legno, in rapporto con questa problematica, ha un comportamento nettamente più favorevole rispetto agli altri materiali da costruzione.

L'albero durante la sua crescita accumula CO₂ dall'aria. Il carbonio è utilizzato per la costruzione di sostanze organiche, l'ossigeno viene rilasciato all'ambiente. Un abete alto 25 m libera quotidianamente una quantità di ossigeno necessaria alla respirazione di quattro uomini. Anch'esso nel suo ciclo vitale, più invecchia, più lentamente cresce, con gli anni assorbe sempre meno CO₂.

Il legno massiccio presenta la caratteristica di assorbire l'umidità dall'aria e di rilasciarla in presenza di maggiore siccità. Per questo motivo le abitazioni in legno massiccio presentano un clima ambiente particolarmente salubre.

Grazie alla loro alta resistenza statica ed elasticità, le costruzioni in pannelli in legno massicci in CLT sono indicate anche per zone a rischio sismico. Essendo il legno massiccio più leggero del cemento, le scosse si trasmettono alla struttura dell'edificio in misura decisamente inferiore.

In virtù della loro enorme capacità di carico statico, i pannelli CLT, grazie alla presenza degli strati di lamelle incollate ad incrocio permettono di distribuire il carico lungo due assi. Persino oggetti e strutture a supporto puntiforme sono perfettamente realizzabili con il CLT.

Il legno massiccio è più resistente al fuoco di quanto comunemente si pensi. Il CLT ha un contenuto di umidità di circa il 12%. Prima che il legno si metta a bruciare è necessario che l'acqua in esso contenuta evapori. Inoltre la superficie carbonizzata protegge gli strati più interni del CLT impedendo che la costruzione in legno massiccio crolli.

2.1 Strutture standard del CLT



Fig. 2.2: Pannelli in CLT disponibili

2.2 I pannelli Xlam sono disponibili nelle seguenti tipologie di fornitura:

Qualità non a vista standard: si utilizza quando i pannelli sono destinati ad essere rivestiti; possono essere presenti nodi, fessurazioni, sacche di resina, tracce di piallatura. La qualità non a vista viene consigliata esclusivamente per elementi costruttivi non visibili, rivestiti su entrambi i lati.

Qualità non a vista Top: per solai e tetti, con la superficie piallata. La qualità “non a vista Top” si colloca ad un livello intermedio tra la qualità standard “non a vista Standard” e la qualità “a vista industriale”.

Qualità a vista industriale: normalmente la qualità industriale a vista viene eseguita su un lato; su richiesta è possibile eseguirla su due lati. La qualità industriale a vista è levigata e indicata per superfici industriali, ma non per superficie a vista in ambito residenziale. È adatta a uffici, industrie ed edifici commerciali

A vista Residenziale: Per la qualità a vista residenziale vengono impiegate lamelle di qualità AB, giuntate a pettine e incollate sulla larghezza. La qualità a vista residenziale viene normalmente eseguita sul lato frontale del pannello, è levigata. È anche disponibile la nuova qualità a vista residenziale plus per uso solai interpiano e tetti. Su richiesta si possono avere superfici a vista su entrambi i lati.

2.3 Pannelli Xlam speciali a richiesta

- Pannello Xlam anticato in abete rosso a tre strati. Strati esterni trattati a vapore per ottenere una tonalità cromatica calda e uniforme che impedisce il cambiamento di colore nel tempo.
- Pannello Xlam termoformato in abete rosso a tre strati con trattamento termico per ottenere stabilità delle dimensioni, fenomeni ridotti di ritiro e rigonfiamento, nessuna formazione aggiuntiva di fenditure in caso di utilizzo all'esterno. L'applicazione del colore è più duratura. Elevata resistenza a funghi ed insetti. Durabilità secondo EN 252- classe 2.
- Pannello Xlam composito 5 strati; abete rosso a 3 strati più strati esterni in MDF da 3mm. Vantaggi: indeformabile, peso ridotto, elevata portata, strato esterno colore chiaro.
- Pannello Xlam spazzolato su una o entrambe le facce
- Pannello Xlam impregnato trasparente o colorato con protettivo ecologico
- Pannello Xlam trattato con ignifugo certificato in classe 1 di reazione al fuoco secondo quanto previsto dalla norma UNI 9796 e conformi al D.M.06/09/92. I manufatti lignei sono di norma classificati in classe 4 o 5 di reazione al fuoco. Gli impregnanti ignifughi consentono di riqualificare in classe 1 di reazione al fuoco i pannelli Xlam trattati, rallentando notevolmente la propagazione delle fiamme in caso di incendio. La protezione antincendio dipende dal tipo di edificio. La legislazione italiana prevede regole che indicano quali prestazioni deve garantire in modo da limitare il rischio di incendio entro limiti accettabili. In caso di grandi edifici le prescrizioni antincendio sono differenti da quelle previste per edifici di piccole dimensioni.
- Pannello Xlam con scanalature longitudinali o trasversali rispetto alla direzione delle lamelle.

2.4 Xlam senza formaldeide

Nei pannelli Xlam, gli strati di lamelle vengono fatti aderire mediante colla PUR priva di solventi e di formaldeide, che viene testata secondo la norma DIM 68141 e i severi criteri fissati dall'MPS di Stoccarda per la produzione di elementi portanti per l'edilizia speciale, sia da interni che da esterni, in base alle norme DIN 1052 ed EN 301.

La colla viene distribuita su tutta la superficie attraverso un processo automatizzato che assicura una quantità ottimale di collante, mentre l'elevata pressione esercitata garantisce una tenuta di altissima qualità.

2.5 Vantaggi e svantaggi dell'utilizzo del CLT

2.5.1 Vantaggi

- Tempi di messa in opera brevi, montaggio facile e avanzato livello di prefabbricazione
- Guadagno del 10% in termini di superficie abitativa prendendo come riferimento una casa di 100 m² di superficie abitativa.
- Maggiore leggerezza rispetto al cemento e ai mattoni
- Tecnica costruttiva ecologica e sostenibile
- Bilancio positivo della CO₂
- Comfort abitativo e clima ambiente sano
- Eccellente comportamento antincendio
- Elevate capacità di coibentazione e d'isolamento
- Ottime caratteristiche statiche
- Realizzazione a secco
- Costruzione antisismica
- Materiale da costruzione ecologico e sostenibile con bilancio ecologico positivo
- Ambiente sano e confortevole
- La durata degli edifici in legno è assolutamente identica a quella che ci si aspetta dalle costruzioni in muratura, con minime manutenzioni negli anni. Dopo 40-50 anni possono essere necessari alcuni interventi di manutenzione straordinaria peraltro inevitabili anche nelle costruzioni in latero-cemento.
- Costi certi senza possibilità di errore
- Stabilità del valore grazie ad elementi controllabili in termini di scienza delle costruzioni
- Massima libertà della realizzazione architettonica
- Semplicità di pianificazione delle opere e costruzioni individuali
- Sfruttamento ottimale della superficie dell'immobile attraverso l'impiego di elementi costruttivi snelli
- Elementi staticamente portanti, di grande formato e quindi facili da montare
- Qualità della produzione controllata sia internamente all'azienda che esternamente
- Elevata precisione dimensionale con taglio CNC
- Prodotti di provata qualità per una sicurezza assoluta
- Soluzioni complete grazie all'integrazione tra diversi sistemi costruttivi, compatibile con l'acciaio, il vetro e altri materiali.
- Consulenza e assistenza sul cantiere
- Esperienza pluriennale nella collaborazione con progettisti e imprese
- Ottimizzazione delle prestazioni
- Soddisfimento di tutti i requisiti specifici delle costruzioni in legno (Protezione antincendio, design, efficienza energetica, resistenza, isolamento acustico, statica)
- Consigliato per la bioedilizia
- Maggiore flessibilità senza vincoli di interasse
- Eccellenti qualità statiche
- Prodotto da costruzione tecnicamente omologato e certificato CE
- Produzione sottoposta a controllo di qualità
- Fornitura diretta sul cantiere
- Nessuna improvvisazione e nessun errore dovuti a inesperienza o imperizia

2.5.2 Svantaggi

Gli svantaggi e gli eventuali difetti delle case in legno dipendono soprattutto:

- Dalle accortezze costruttive del singolo costruttore, che dovranno essere finalizzate ad evitare qualsiasi infiltrazione di umidità, mediante un corretto smaltimento delle acque meteoriche e un'adeguata impermeabilizzazione delle pareti, in particolare nella zona dell'attacco al suolo
- Dalla qualità del legno utilizzato. Se le strutture vengono costruite con materiali scadenti, troppo economici, senza attenzioni statico-costruttive e sprovvisti di isolamenti termici e impermeabilizzazioni presentano una rapida degradazione.
- L'incidenza di costi fissi rende sconveniente la costruzione di edifici molto piccoli, che si rivelano eccessivamente costosi rispetto alla muratura.
- Vi è tutta una serie di piccole attenzioni che possono comportare adattamenti non graditi, come la necessità di "staccare" l'edificio dal suolo per scongiurare
- Impiego di personale specializzato

2.6 CLT o Xlam: il sistema strutturale per la bioedilizia

Negli ultimi anni si è verificata la più importante rivoluzione nel settore delle costruzioni. La necessità di coniugare le esigenze di benessere degli utenti, la eco-sostenibilità, con la velocità di costruzione, e soprattutto di ottimizzare i costi stanno portando l'adozione del sistema costruttivo Xlam. La possibilità di avere l'edificio pronto nell'arco di pochissimi mesi sta infatti attraendo sempre più utenti e operatori del settore. Elemento chiave di questa rivoluzione sono i pannelli Xlam che offrono molti vantaggi e si affiancano alle costruzioni a parete intelaiata (Platform frame), tecnologia costruttiva in legno molto diffusa.

La comparsa dei pannelli in Xlam ha permesso di introdurre nelle costruzioni in legno elementi strutturali piani e massicci di grandi dimensioni. Si è quindi aggiunta la possibilità di realizzare edifici con struttura a pannelli portanti con funzioni di piastra e lastra.

La struttura portante di un edificio in Xlam combina elementi con comportamento a lastra ed elementi collegati tra loro in modo da formare strutture tridimensionali.

I solai in Clt permettono luci maggiori rispetto alle altre tipologie di costruzioni in legno, risultando particolarmente adatti per edifici residenziali multipiano e per quelli ad uso ufficio o commerciale. Il sistema Xlam permette di realizzare elementi con capacità portante a flessione in entrambe le direzioni del piano. Può essere interessante sfruttare questa caratteristica per elemento ad angolo con sbalzi nelle due direzioni.

La parete verticale in Xlam può essere vista come un pilastro di lunghezza continua. I pannelli Xlam agevolano la realizzazione di strutture a sbalzo sostenute dalle pareti. Questo permette di ridurre la dimensione degli elementi strutturali e aumenta la flessibilità progettuale. Anche la controventatura, sia verticale che orizzontale è integrata quasi automaticamente nella struttura.

Per edifici multipiano (più di due piani), il sistema migliore dal punto di vista strutturale è quello in Xlam.

I pannelli Xlam hanno una stabilità dimensionale totale. Questo permette di utilizzare pannelli di dimensioni elevate e rende possibile la lavorazione di precisione in fase di prefabbricazione senza necessità di dover considerare tolleranze importanti per variazioni di dimensioni del materiale.

I pannelli in legno Xlam vengono utilizzati come elementi portanti di rinforzo ma anche come elementi non portanti per svariate tipologie di costruzione:

- Case unifamiliari e plurifamiliari Xlam
- Edifici residenziali multipiano in Xlam
- Edifici pubblici in Xlam
- Hotel e ristoranti in Xlam
- Case di riposo in Xlam
- Scuole e asili in Xlam
- Edifici amministrativi e immobili adibiti ad uffici in Xlam
- Padiglioni, biglietterie, info-point per manifestazioni in Xlam
- Edilizia industriale e commerciale in Xlam
- Sopraelevazioni e ampliamenti in Xlam
- Ponti in Xlam
- Strutture espositive e strutturali mussali

2.7 Fornitura Xlam in cantiere

La fornitura dell'Xlam avviene direttamente in cantiere.

Quando si riceve la conferma dell'ordine i pannelli Xlam vengono prodotti e tagliati per il progetto in esame. Una volta realizzati i tagli, i pannelli vengono caricati su TIR e consegnati in cantiere.

Il taglio e la sagomatura vengono realizzati appositamente su misura in stabilimento, con la più moderna tecnologia CNC, sulla base dei progetti di produzione e dei piani di taglio approvati.

2.8 Montaggio Xlam

Gli elementi in Xlam debitamente tagliati su misura vengono consegnati in cantiere e montati in tempi rapidi per mezzo di gru o di sollevatori da maestranze specializzate nell'edilizia del legno.

I pannelli in Xlam possono essere segati, fresati, piallati e alesati con tutte le consuete macchine per la lavorazione del legno, sia stazionarie che manuali.

Tempi di montaggio per un edificio residenziale di 4 piani in Xlam:

Totale mq pannelli parete Xlam:	2400 mq
Totale mq di pannelli solaio Xlam	1520 mq
Tempi per il montaggio dell'edificio	15 giorni

Tempi di montaggio per una casa unifamiliare di 2 piani in Xlam:

Totale mq pannelli parete Xlam:	314 mq
Totale mq di pannelli solaio Xlam	233 mq
Tempi per il montaggio dell'edificio	2 giorni e 1/2

2.9 Xlam sistema costruttivo antisismico

Xlam è un sistema costruttivo antisismico che resiste alle onde d'urto di un terremoto al 100%: ideale per la costruzione in zona sismica. Una casa in Xlam resiste meglio di una in cemento.

È ormai riconosciuto universalmente come gli edifici in Xlam garantiscano livelli massimi di sicurezza e resistenza ai terremoti. Il sistema strutturale formato da pannelli massicci di legno incollato a strati incrociati è idoneo per realizzare edifici antisismici e rappresenta l'applicazione dello stato dell'arte e della tecnica nelle costruzioni sicure in edificio multipiano.

Pareti e solai in Xlam formano una struttura scatolare di notevole rigidità e robustezza strutturale, permettendo di rinunciare all'impiego di pilastri ed evitando quindi la concentrazione delle forze agenti sulla struttura e sulle fondamenta. Ne risulta una struttura più robusta e meno sensibile in caso di sollecitazioni sismiche.

La duttilità strutturale garantisce la possibilità di dissipazione energetica delle azioni cicliche dovute all'evento sismico. L'energia del terremoto viene assorbita dagli elementi metallici di collegamento (piastre, giunti, viti speciali, ecc) che, grazie al loro comportamento duttile, si snervano e si plasticizzano senza che avvenga la loro rottura. Gli edifici dotati di questa caratteristica possono beneficiare di una fase di snervamento e plasticizzazione senza collasso.

Il legno è un materiale vantaggioso per la costruzione in zona sismica a causa della massa ridotta rispetto alla capacità portante (il rapporto massa/resistenza è simile alle strutture in acciaio piuttosto che a quelle in calcestruzzo). Ciò significa che in caso di sisma le sollecitazioni su una costruzione in legno, essendo proporzionali alla massa della costruzione stessa, sono inferiori.

Le strutture in legno sono più flessibili di strutture simili, realizzate in cemento armato o in muratura e questo rappresenta un ulteriore vantaggio, in quanto una struttura flessibile resiste meglio alle sollecitazioni dinamiche derivanti da una scossa di terremoto.

L'edificio in legno non è mai un corpo monolitico, ma è formato da diversi elementi (travi, pareti, solai), uniti tra loro attraverso connessioni metalliche. Tali collegamenti, se ben progettati ed eseguiti, possono dare un contributo estremamente favorevole al comportamento globale dell'edificio, grazie alle deformazioni plastiche degli elementi metallici e all'attrito tra le superfici di contatto, consentendo di dissipare notevoli quantità di energia sviluppata durante il terremoto.

È fondamentale una corretta progettazione delle strutture portanti curando il dimensionamento di tutti i componenti lignei e il dimensionamento della carpenteria metallica (hold down, piastre, viti ecc)

Un esempio della capacità antisismica dell'Xlam lo possiamo prendere dal prototipo Sofie realizzato dal CNR come casa antisismica al 100%: 7 piani e 21 metri di altezza, interamente in Xlam come casa a prova di terremoto; è stata messa a punto da Ivalsa-Cnr insieme alla Provincia di Trento. Il prototipo è stato sottoposto alla simulazione di un sisma considerato tra i più pericolosi e distruttivi per le opere civili: il terremoto di Kobe (magnitudo 7,2 sulla scala Richter), che nel 1995 provocò la morte di oltre seimila persone. Il palazzo Sofie ha resistito all'incredibile forza d'urto senza riportare danni, uscendo indenne nelle parti meccaniche e nella struttura portante anche da una prova alla resistenza al fuoco che l'ha visto avvolto dalle fiamme per oltre un'ora. Il test antisismico è il risultato finale di studi e ricerche durate cinque anni, che hanno individuato nella combinazione di Xlam e connessioni meccaniche dell'edificio la migliore tecnica costruttiva contro i terremoti.

2.10 Xlam resistenza al fuoco REI certificata

Nella simulazione d'incendio con il test ONORM EN 1365-2, il pannello Xlam solaio 5 strati da 140mm resiste minimo un'ora e mezza (REI Xlam 90), mentre il pannello 5 strati da 100 mm resiste un'ora (REI60), conservando le sue proprietà meccaniche e lasciando inalterata la struttura portante, con prestazioni del tutto ammissibili a quelle degli edifici in muratura portante, e si comporta addirittura meglio di quelli in cemento armato.

Il legno è un materiale combustibile, questo però non significa che le strutture in legno non resistono al fuoco oppure che soffrono più danni rispetto ad una struttura in acciaio o in cemento armato. Accade raramente che le strutture in legno facciano da combustibile agli incendi, ma ne subiscono le conseguenze, manifestando un comportamento migliore di altri materiali. Osservando infatti il comportamento di un elemento strutturale soggetto ad incendio si nota che:

- Il legno brucia lentamente e il processo di carbonizzazione procede dall'esterno verso l'interno;
- Il legno che non si è ancora bruciato conserva l'efficienza strutturale nonostante l'incremento di temperatura;
- Il raggiungimento della rottura avviene lentamente, solo quando la sezione utile si è talmente ridotta da non poter sopportare il carico applicato.

Quindi la perdita di efficienza della struttura in legno soggetta al fuoco avviene per riduzione della sezione utile e non per degrado fisico- meccanico.

Confrontando il comportamento del legno soggetto ad incendio con quelli di altri materiali da costruzione, si osserva che il legno offre addirittura diversi vantaggi:

- Gli elementi strutturali in acciaio non bruciano ma l'incremento di temperatura porta ad un pericoloso aumento della duttilità e quindi delle deformazioni;
- Nelle costruzioni in cemento armato la resistenza al fuoco dipende quasi esclusivamente dallo spessore del copriferro.

2.11 Xlam convenienza economica

La convenienza economica nell'utilizzo dell'Xlam è data dalla riduzione dei tempi di costruzione.

Tra i pregiudizi che ostacolano l'adozione del legno specialmente tra gli operatori professionali del settore quali progettisti, imprese, immobilariisti c'è anche il presunto maggior costo del sistema Xlam rispetto alle tecniche costruttive tradizionali. In realtà, dalle esperienze sviluppate a livello europeo e confermate anche per quanto riguarda il nostro paese risulta che un edificio in Xlam ha un costo medio di costruzione molto competitivo.

Se si considerano i tempi necessari alla costruzione di un edificio con pannelli Xlam rispetto a quelli di un'analogia struttura in c.a. e laterizio osserviamo che per gli edifici in Xlam i tempi di costruzione si riducono del 40-50% con notevoli risparmi sui costi di manodopera, sugli oneri finanziari, sulla questione d'impresa, con il vantaggio di poter disporre dell'edificio (per la vendita, la locazione o per abitarci) molto prima rispetto a quanto consente il sistema tradizionale.

Per i molti e indiscutibili vantaggi offerti, le tecniche costruttive in Xlam vengono adottate sempre di più negli studi di progettazione di grande prestigio, portando a realizzazioni molto interessanti sotto il profilo della qualità architettonica.

2.12 Recupero a fine vita

Grazie all'utilizzo di colle senza formaldeide, i pannelli in legno Xlam possono essere riutilizzati dopo un intervento di ristrutturazione o lo smantellamento.

Una valorizzazione energetica presso inceneritori controllati per la produzione di energia si processo o eventualmente anche elettricità (generatori termoelettrici) è da ritenersi particolarmente vantaggiosa grazie all'elevato potere calorifico del legno.

Gli elementi in legno Xlam possono essere riutilizzati dopo un intervento di smantellamento. Qualora ciò non fosse possibile, tali elementi sono da destinarsi alla valorizzazione energetica.

Il codice per lo smaltimento di rifiuti in conformità con la norma relativa al catalogo dei rifiuti ONORM S2100: 17218 (rifiuti in legno, trattamento organico).

Non è consentiva la messa in discarica.

3. Descrizione del caso di studio

3.1 Inquadramento territoriale

Foligno è la terza città dell'Umbria, si trova in provincia di Perugia e conta circa 60000 abitanti. La città il più importante centro commerciale ed industriale della zona. Il territorio comunale è prevalentemente montano, mentre il centro abitato si trova a 234m s.l.m. e si estende su una zona pianeggiante al centro della valle umbra, circondato dalla dorsale appenninica sul versante tirrenico e dagli altopiani di Colfiorito sul versante adriatico. Dal punto di vista idrografico l'area è compresa all'interno del bacino del Tevere e si trova alla confluenza dei fiumi Topino, che attraversa la città, e Menotre.

Le coordinate geografiche precise dell'area di interesse sono:

42.955 N, 12.704 E



Fig. 3.1: Inquadramento territoriale

Tutto il territorio comunale si trova in zona ad elevato rischio sismico. Secondo i parametri di classificazione previsti dal P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 l'area in esame ricade in Zona 1, quella cosiddetta di "rischio catastrofico".

3.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato in Normativa [7.11.3 NTC18]. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di riferimento [tab 3.2.II NTC18]. La categoria di sottosuolo nel caso in oggetto rientra nella categoria B.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

3.3 Schema strutturale

Nel progettare l'edificio si è tenuto conto dei seguenti criteri:

Semplicità strutturale

Uniformità e simmetria

Distribuzione di resistenza e rigidità uniforme nelle due direzioni principali

Resistenza e rigidità torsionali

3.4 Descrizione del modello

Il suddetto edificio presenta 10 piani per un totale di 30m. Il piano terra è stato progettato in calcestruzzo mentre i restanti piani sono in CLT. Ogni piano presenta inoltre una soletta in calcestruzzo di circa 5-7cm a seconda della campata e del piano a cui si fa riferimento; tale soletta è stata inserita al fine di aumentare la rigidità della struttura.

Vengono riportate di seguito le differenti planimetrie dell'edificio:

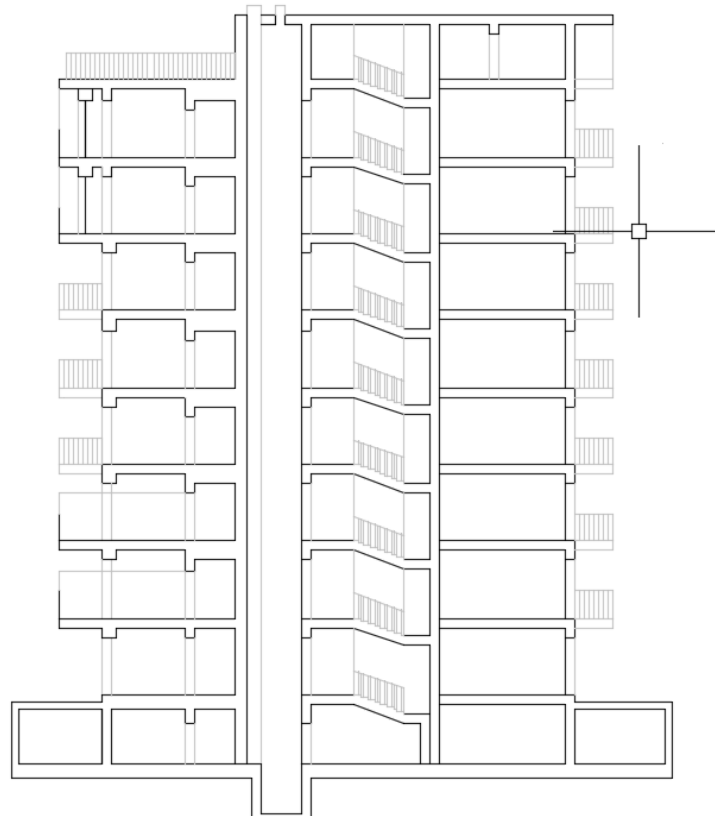


Fig 3.5 Prospetto

Il piano di fondazione si trova a una profondità di 2m e ciò permette di superare eventuali stratificazioni di detriti e riporti di terreni di caratteristiche scadenti, di superare lo strato di terreno soggetto alle azioni di gelo e disgelo e di mettersi al sicuro dall'azione delle acque superficiali.

Tale piano è stato considerato in cemento armato e per la progettazione si rimanda a corsi specifici.

Il calcestruzzo utilizzato per il piano terra e per la soletta gettata ad ogni piano è un C30/37 il quale presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	37,00	[Mpa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}=0,83 R_{ck}$	30	[Mpa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm}=f_{ck}+8$	38	[Mpa]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm}=0,3 f_{ck}^{2/3}$	2,90	[Mpa]
Resistenza caratteristica a trazione assiale 5%	$f_{ctk,0,05}=0,7 f_{ctm}$	2,03	[Mpa]
Resistenza a trazione caratteristica 95%	$f_{ctk,0,95}=1,2 f_{ctm}$	3,48	[Mpa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}=1,2 f_{ctm}$	3,48	[Mpa]
Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza	$f_{bk}=2,25 f_{ctk}$	4,56	[Mpa]
Modulo elastico	$E_c=22000(f_{cm}/10)^{0,3}$	32836,57	[Mpa]
Coefficiente di poisson del calcestruzzo non fessurato	ν	0,2	
Modulo di taglio	$G=E_c/(2(1+\nu))$	13681,90	[Mpa]
Coefficiente di dilatazione termica	α	0,00001	[°C]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}=(\alpha_{cc} f_{ck})/\gamma_c$	17	[Mpa]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}=f_{ctk}/\gamma_c$	1,351685	[Mpa]
Resistenza di calcolo tangenziale di aderenza	$f_{bd}=f_{bk}/\gamma_c$	3,041292	[Mpa]
Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0,35%	

4. Analisi dei carichi e delle azioni esterne

4.1 I carichi permanenti

Il calcolo dei carichi permanenti è stato effettuato considerando una fascia di solaio di 1m. I carichi permanenti inseriti nel modello su RFEM sono:

Carico permanente solaio interpiano in CLT = 1,25 kN/m²

Carico permanente balcone in CLT = 1,5 kN/m²

Carico permanente solaio interpiano in calcestruzzo = 1 kN/m²

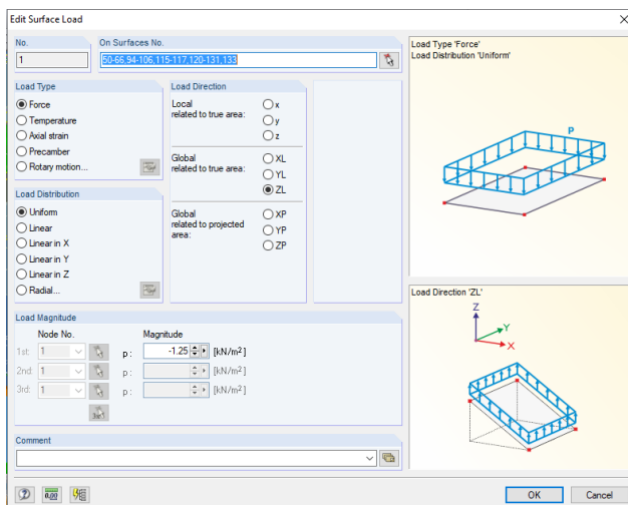


Fig.4.1 Carico permanente solaio interpiano in CLT

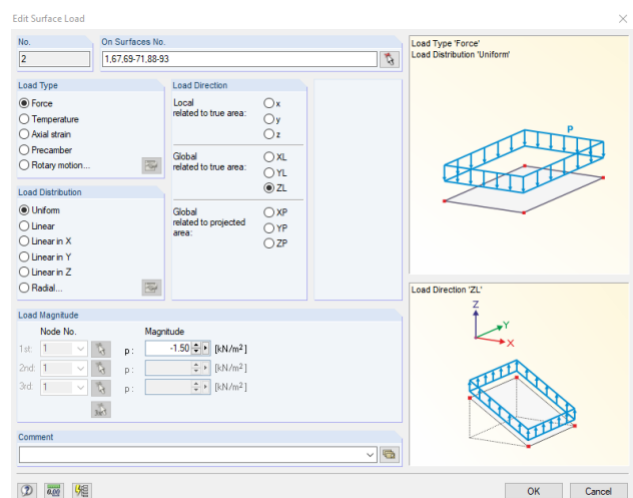


Fig 4.2 Carico permanente solaio balcone in CLT

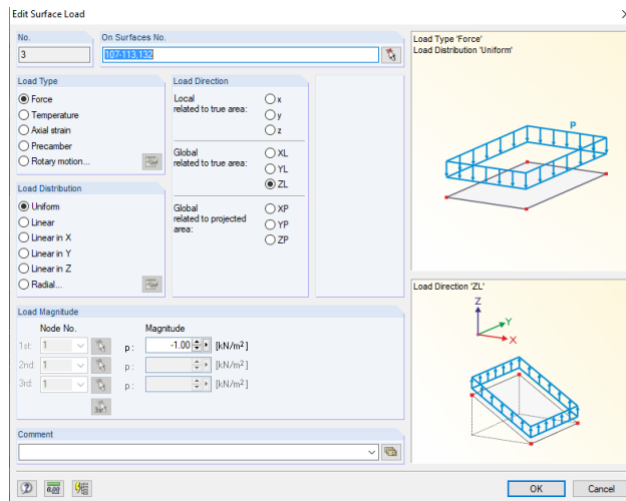


Fig 4.3 Carico permanente solaio interpiano in calcestruzzo

Oltre ai carichi distribuiti al m2 sono stati inseriti sul vano scala dei carichi lineari sia nel piano in CLT, sia nel piano terra in calcestruzzo.

Nei piani in CLT il carico lineare sul vano scala risulta pari a 2.61 kN/m ottenuto nel seguente modo:

$$1.3095 \text{ m} \cdot (1.25 \text{ kN/m}^2 + (0.2 \text{ m} \cdot 380 \text{ kg} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2) / 1000) = 2.61 \text{ kN/m}$$

dove 1.3095m è la metà della lunghezza del vano scala

0.2m è lo spessore effettivo della scala

$(380 \text{ kg} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2) / 1000 = 3.73 \text{ kN/m}^2$ è il peso specifico del CLT

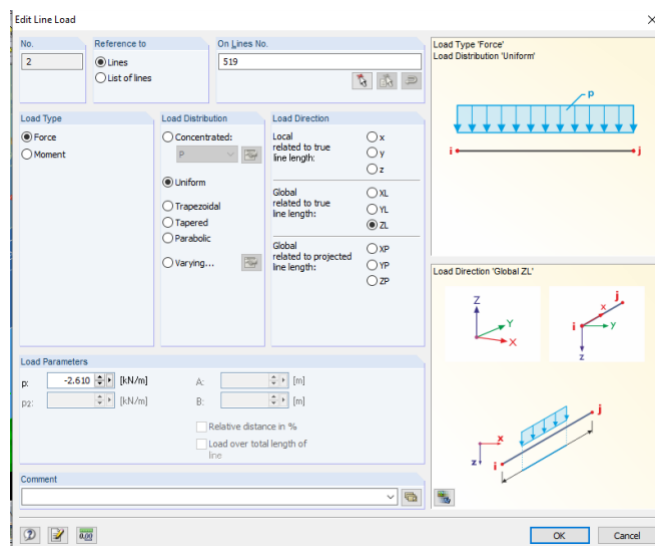


Fig. 4.4 Carico lineare sul vano scala in CLT

Nel piano in calcestruzzo il carico lineare sul vano scala risulta pari a 7.86 kN/m ottenuto nel seguente modo:

$$1.3095 \text{ m} \cdot (1 \text{ kN/m}^2 + 0.2 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) = 7.68 \text{ kN/m}$$

dove 1.3095m è la metà della lunghezza del vano scala

0.2m è lo spessore effettivo della scala

25 kN/m³ è il peso specifico del calcestruzzo

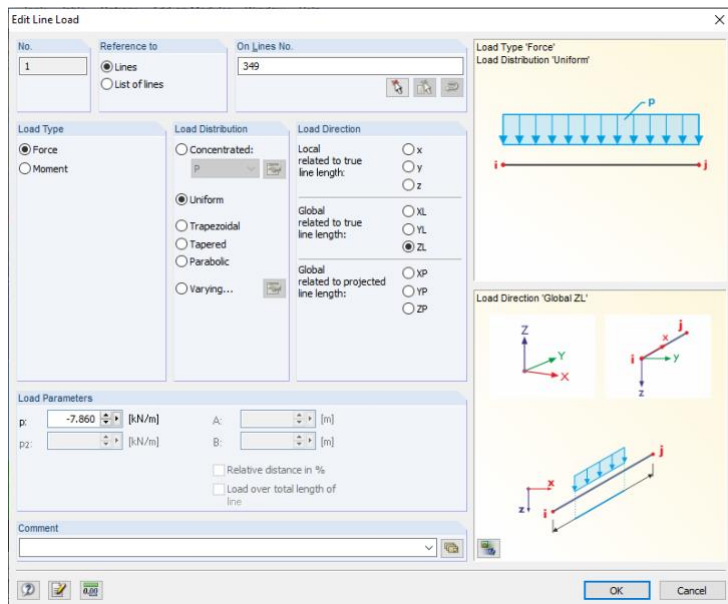


Fig. 4.5 Carico lineare sul vano scala in calcestruzzo

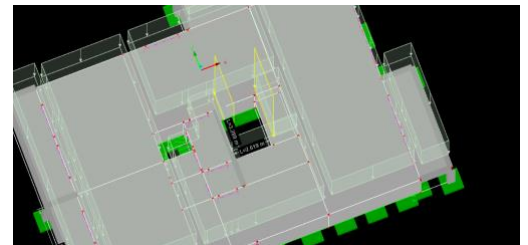


Fig. 4.6 Posizione vano scala

I due carichi appena visti sono stati applicati anche alla trave in legno del vano scala come “members loads”:

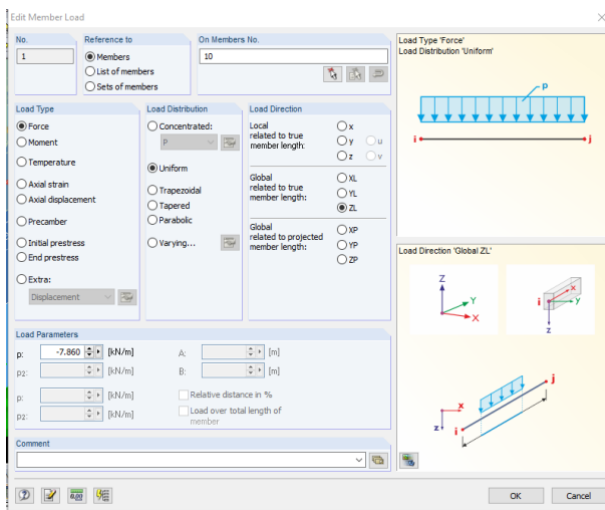


Fig. 4.6 Carico lineare sul vano scala in cls

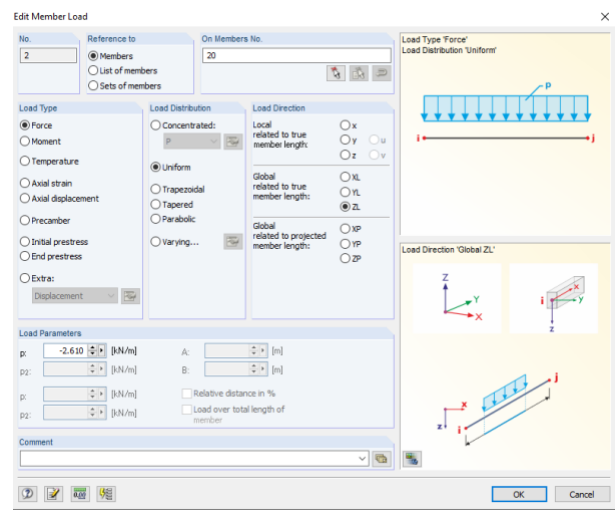


Fig. 4.7 Carico lineare sul vano scala in CLT

4.2I carichi variabili

Al punto 3.1.4 della normativa vengono trattati i carichi variabili legati alla destinazione d'uso dei locali della struttura:

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi, (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2.00	2.00	1.00
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2.00 3.00	2.00 2.00	1.00 1.00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3.00	2.00	1.00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4.00	4.00	2.00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5.00	5.00	3.00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4.00 5.00	4.00 5.00	2.00 2.00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6.00 —	6.00 —	1.00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2.50 —	2 x 10,00 —	1.00** —
	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0.50 — —	1.20 — —	1.00 secondo categoria di appartenenza —

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

Valori carichi d'esercizio (NTC 2018)

Carichi residenziali

- Carico residenziale solaio interpiano = 2 kN/m²
- Carico residenziale solaio balcone = 4 kN/m²
- Carico residenziale pianerottolo scala= 3 kN/m²

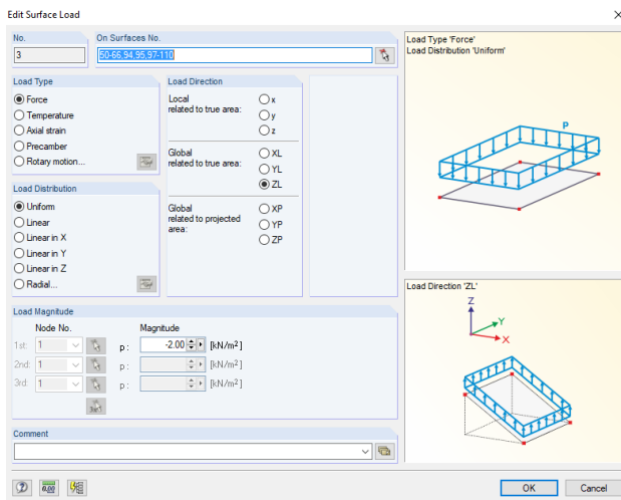


Fig. 4.8 Carico residenziale solaio interpiano

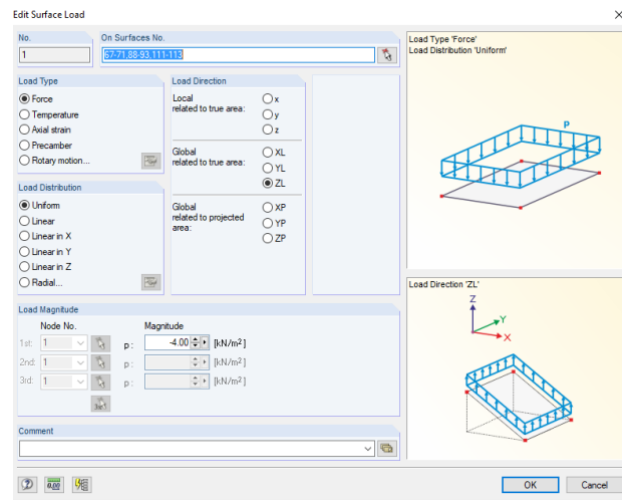


Fig. 4.9 Carico residenziale solaio balcone

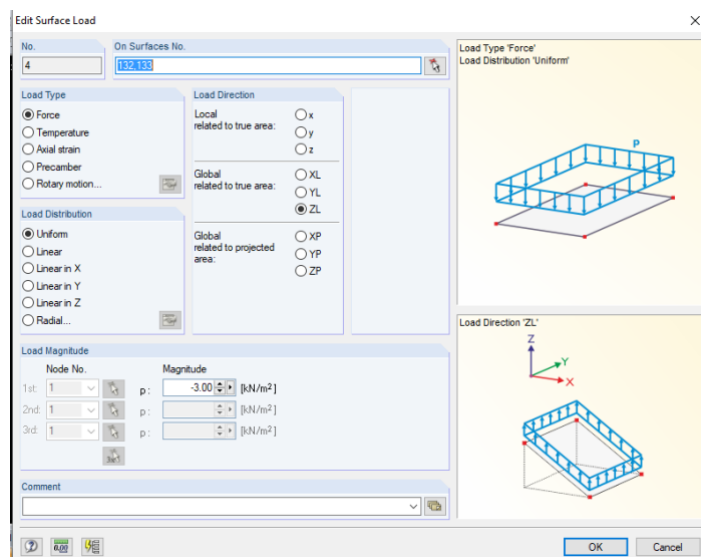


Fig. 4.10 Carico residenziale pianerottolo scala

Oltre ai carichi distribuiti al m² sono stati inseriti sul vano scala dei carichi lineari sia nel piano in CLT, sia nel piano terra in calcestruzzo in entrambi i casi calcolati nel seguente modo:

$$1.3095\text{m} \cdot 3\text{kN/m}^2 = 3.93 \text{ kN/m}$$

dove 1.3095m è la metà della lunghezza del vano scala
3 kN/m² è il carico variabile applicato

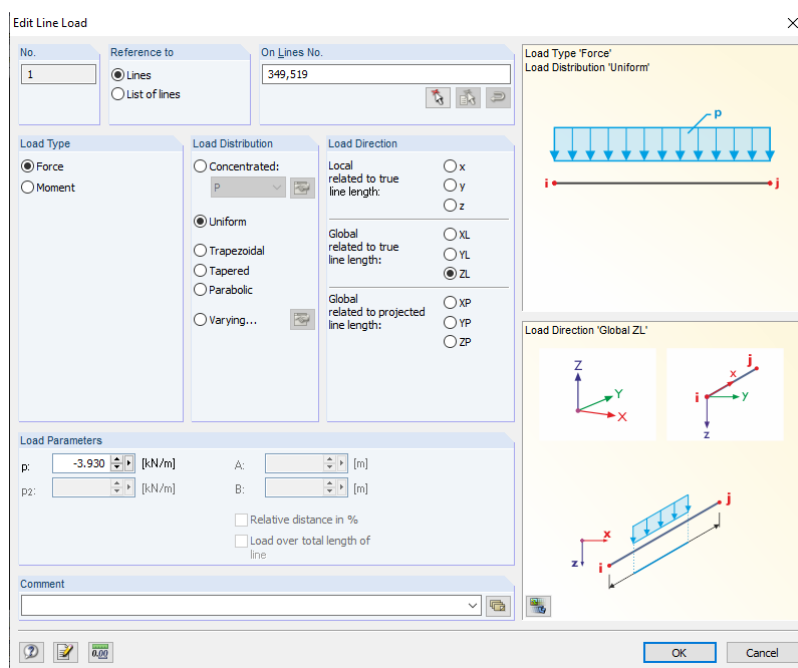


Fig. 4.11 Carico lineare su vano scala in calcestruzzo

I due carichi appena visti sono stati applicati anche alla trave in legno del vano scala come “members loads”:

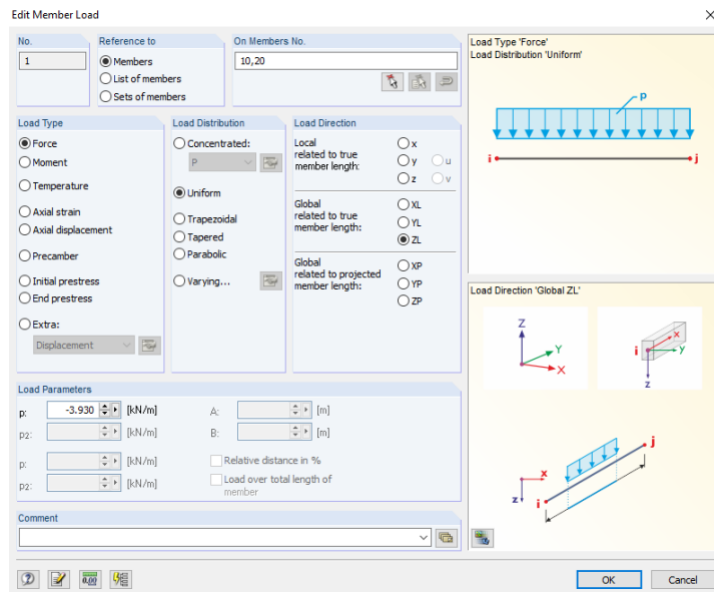


Fig. 4.12 Carico lineare su vano scala in CLT

Carico neve

Carico neve = 0.854 kN/m²

Questo tipo di carico variabile agisce sul solaio di balcone e di copertura e viene calcolato allo stesso modo per entrambi seguendo i vincoli dettati dalla Normativa.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

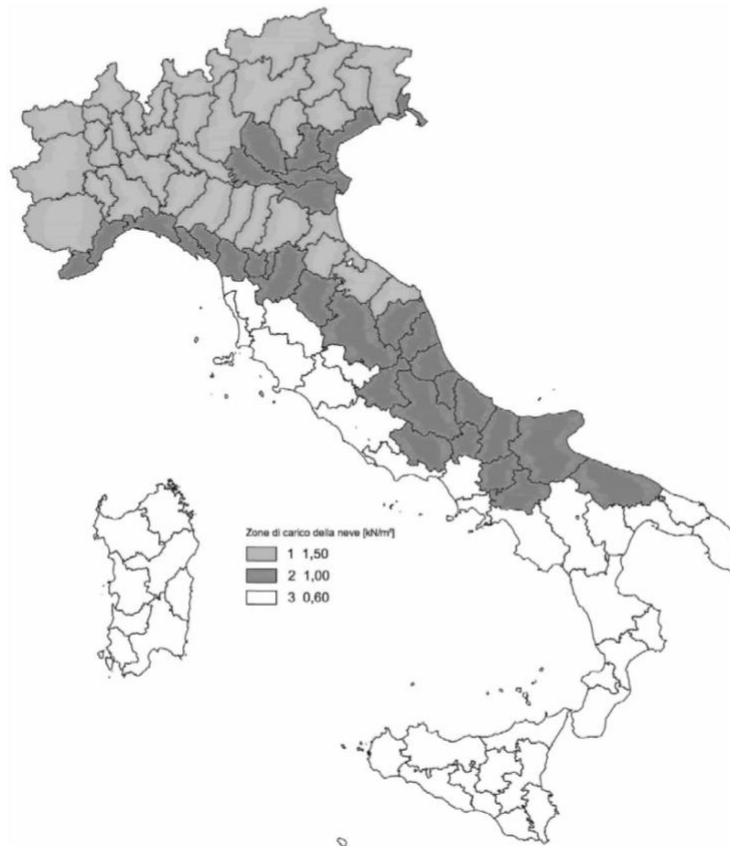
C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.4.2. VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.



Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned}
 q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{3.4.4}$$

a_s	234
Q_{sk} [kN/m ²]	1.067
μ_i	0.8
C_E	1
C_t	1
q_s [kN/m ²]	0.854

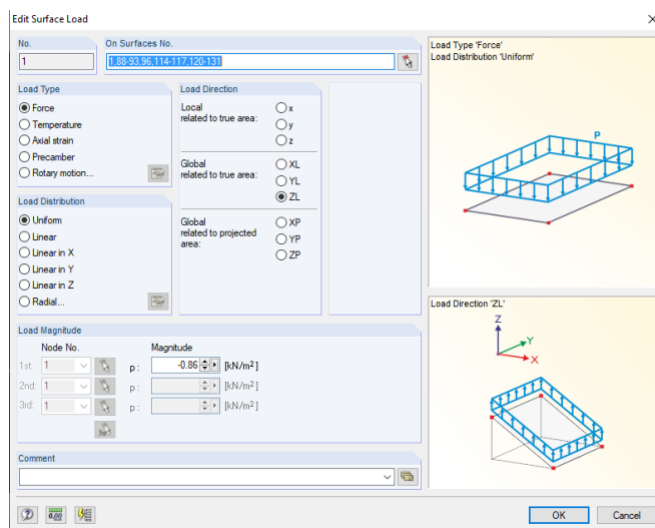


Fig. 4.13 Carico neve

Carico solaio copertura

Per quanto riguarda i carichi applicati sul solaio di copertura abbiamo il carico permanente, il carico neve e il carico residenziale ridotto pari a 0.6 in quanto si prevede che in caso di neve non vi sia un carico folla totale.

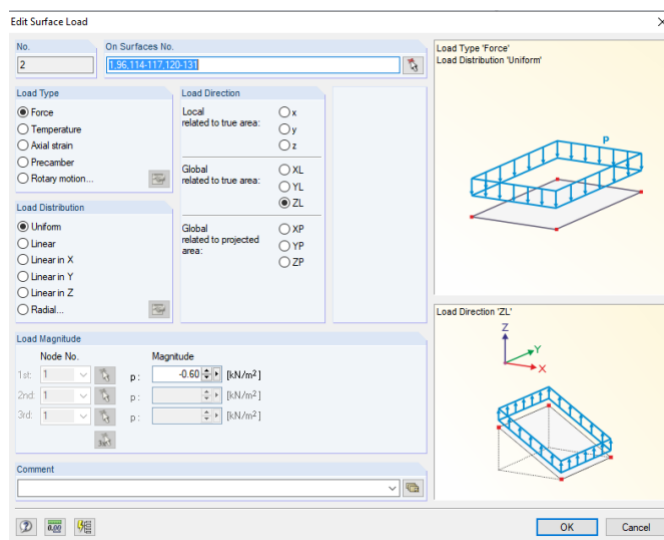


Fig. 4.14 Carico solaio copertura

Carico vento

Nella fase di progetto è stato deciso di trascurare il carico vento perché, essendo l'azione sismica di gran lunga maggiore rispetto a quella del vento permette di trascurare l'effetto di quest'ultimo.

5. Azione sismica

5.1 Individuazione della pericolosità del sito (FASE 1)

Le azioni sismiche di progetto sulle costruzioni si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche stesse.

In questa prima fase è quindi necessario localizzare le coordinate del sito sul quale si vuole realizzare la struttura nel territorio nazionale.

La longitudine e la latitudine di riferimento per questo progetto sono quelle del comune di Foligno in provincia di Perugia, Umbria:

Longitudine 12° 70

Latitudine 42°94

I valori delle azioni sismiche ottenute sono il risultato dell'interpolazione dei valori misurati nei nodi della maglia nazionale più vicini come sito come si può vedere in basso a sinistra della tabella sotto riportata. In essa sono state inserite le coordinate riguardanti regione, provincia e comune e con questa è terminata la fase 1 dando esito positivo.

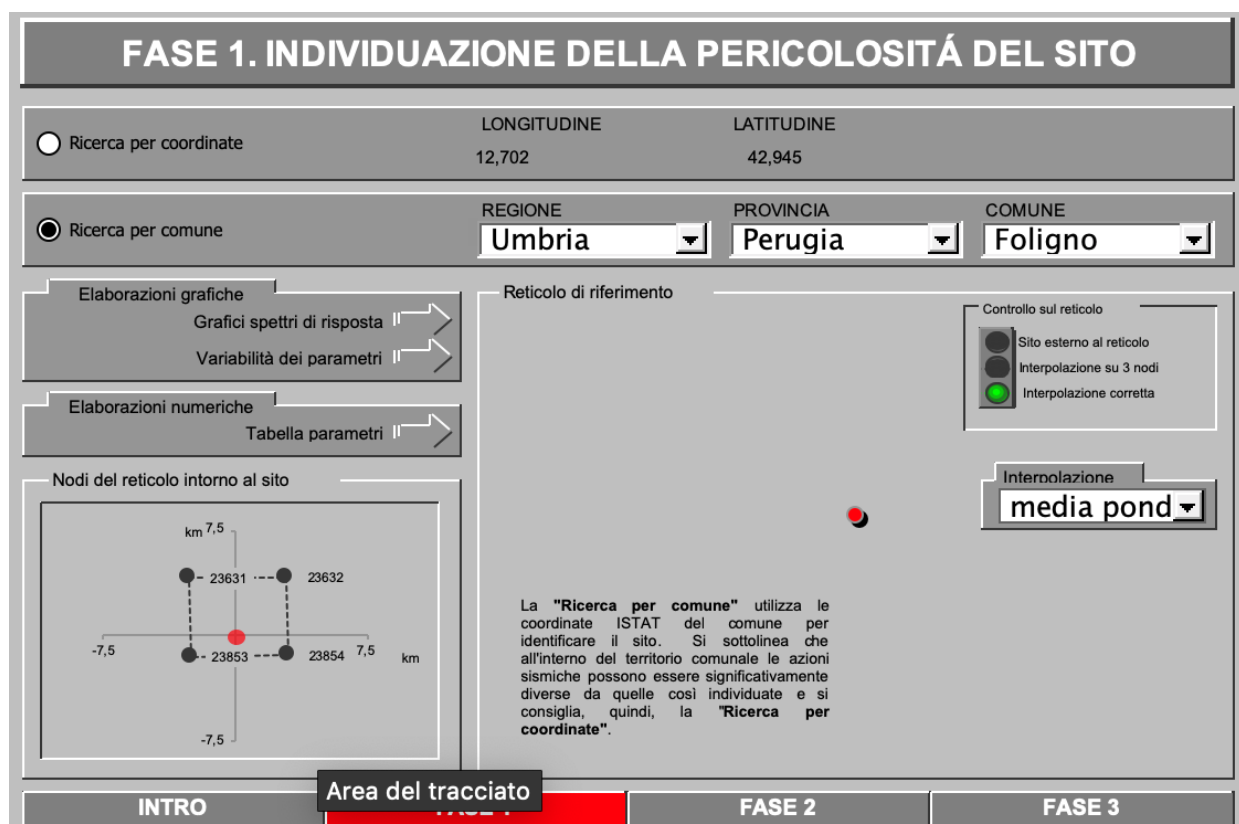


Figura5.1: Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito

5.2 Scelta della strategia di progettazione (FASE2)

- Vita nominale e periodo di riferimento

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. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. 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, nonché di ordinata dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} (Tabella 9.2), nel periodo di riferimento V_R , che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso come mostrato nella tabella 9.1

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1	1.5	2.0

Tabella 9.1: Valori del coefficiente d'uso C_U

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni

Poiché la struttura ricade nella classe delle strutture ordinarie:

$V_N = 50$ anni

Di conseguenza il periodo di riferimento vale:

$V_R = V_N * C_U = 50 * 1 = 50$ anni

- Stati limite e relative probabilità di superamento

Noto il periodo di riferimento, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dello stato limite considerato, si definiscono a partire dalla pericolosità di base del sito di costruzione. Essa è definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione S_e , con riferimento a determinate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Le NTC prevedono quattro stati limite, due di esercizio e due stati ultimi. Per la classe d'uso II, il rispetto di tutti gli stati limite ultimi si considera conseguito qualora siano fatte le verifiche relative allo SLV (Stato limite di Salvaguardia della vita). Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (probabilità di eccedenza), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate:

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

Quindi, la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, per una verifica allo SLV è:

$P_{VR} = 10\%$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R è perciò pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0.10)} = 475 \text{ anni}$$

Tabella riassuntiva della FASE 2



Figura 5.2 Fase 2: scelta della strategia di progettazione

Valori dei parametri a_g, F_0, T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,073	2,404	0,272
50	0,095	2,345	0,279
72	0,111	2,345	0,284
101	0,129	2,341	0,288
140	0,147	2,345	0,292
201	0,169	2,354	0,297
475	0,231	2,406	0,313
975	0,293	2,419	0,325
2475	0,390	2,415	0,340

Fig. 5.3 Parametri per periodi di ritorno di riferimento

5.3 Determinazione dell'azione di progetto (FASE 3)

5.3.1 Categoria di sottosuolo

In assenza di analisi specifiche riguardanti la risposta sismica locale, per la definizione di essa si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 5.4 Categoria sottosuolo.

Assumiamo per il progetto in esame una categoria di sottosuolo B. Le norme individuano quattro categorie topografiche a seconda della configurazione della superficie su cui sorge l'edificio. Questo edificio sorge su superficie pianeggiante; di fatto la categoria è la T1.

T1 : “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ”

5.3.2 Fattore di struttura

Ai fini del progetto e verifiche allo stato limite ultimo le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

Lo spettro di progetto è di conseguenza lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata, con le ordinate ridotte tramite il termine q , detto fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. E' definito come:

$$q = q_0 * K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto γ (rapporto tra l'azione sismica tale da rendere la struttura labile e azione sismica per la quale il primo elemento plasticizza);
- K_R è un fattore che dipende dalla regolarità in altezza della costruzione.

In questo caso abbiamo:

$$\begin{aligned} q_0 &= 2 \\ K_R &= 1 \\ q &= 2 * 1 = 2 \end{aligned}$$

5.3.3 Regolarità in pianta

La struttura per essere regolare in pianta deve rispettare le quattro condizioni previste dalla norma 7.2.2 NTC18:

- Configurazione in pianta compatta e simmetrica rispetto due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di massa e rigidità;
- Il rapporto tra i lati del rettangolo in cui si trova inscritta la costruzione risulta inferiore a 4;
- Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Nel caso in esame:

La prima prescrizione non è verificata, la struttura non è simmetrica né sul piano dell'asse x, né sul piano dell'asse y.

Le altre tre prescrizioni sono soddisfatte.

5.3.4 Regolarità in altezza

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per la progettazione di costruzioni in zona sismica la normativa italiana, ampliando quanto previsto nell'Eurocodice 8, sceglie convenzionalmente quattro verifiche su parametri di resistenza dette verifiche agli stati limite:

- Stati limite ultimi: la verifica si effettua su parametri che descrivono la capacità portante della struttura o altre forme di cedimento che compromettano la sicurezza della vita umana. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite ultimi si suddividono in:
 - Stato limite di salvaguardia della vita: in seguito all'evento sismico la costruzione subisce crolli e rotture dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la struttura conserva resistenza e rigidità residua per le azioni verticali e un margine di sicurezza per le azioni sismiche orizzontali.
 - Stato limite di prevenzione del collasso: in seguito al terremoto la costruzione subisce gravi danni e crolli alle componenti non strutturali e gravi danni a quelle strutturali;

5.4 Spettro di risposta

Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali del sisma sono stati ricavati da studi probabilistici condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Per definizione degli spettri è stato utilizzato il software fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il processo conta 3 fasi:

1. Individuazione della pericolosità del sito tramite l'inserimento delle coordinate geografiche del sito di interesse;
2. Scelta della strategia di Progettazione che definisce l'azione sismica tramite l'individuazione dei parametri C_u e V_N definiti precedentemente;
3. Determinazione dell'azione di progetto per i diversi stati limite presi in esame sulla base delle categorie di sottosuolo e topografica.

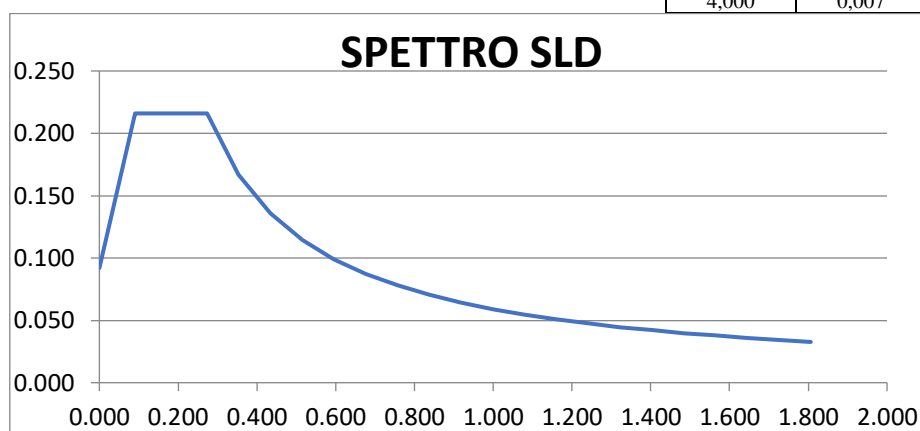
Nel nostro caso di studio si fa riferimento ad un suolo di tipo B rocce tenere e depositi di terreni a grana molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30,

caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360m/s e 800m/s.

La risposta sismica locale può essere influenzata anche dalla configurazione topografica della zona in cui è ubicata la costruzione: nel nostro studio si considera una categoria T1 (superficie pianeggiante).

5.4.1 Parametri dello spettro per lo stato limite di danno:

		SLD			
		0,000	0,092		
TB		0,091	0,216	TD	1,887
TC		0,273	0,216		0,031
		0,354	0,167		1,968
		0,435	0,136		2,065
		0,515	0,115		2,161
		0,596	0,099		2,258
		0,677	0,087		2,355
		0,757	0,078		2,452
		0,838	0,070		2,548
		0,919	0,064		2,645
		0,999	0,059		2,742
		1,080	0,055		2,839
		1,161	0,051		2,935
		1,242	0,048		3,032
		1,322	0,045		3,129
		1,403	0,042		3,226
		1,484	0,040		3,323
		1,564	0,038		3,419
		1,645	0,036		3,516
		1,726	0,034		3,613
		1,806	0,033		3,710
					3,806
					3,903
					4,000
					0,007



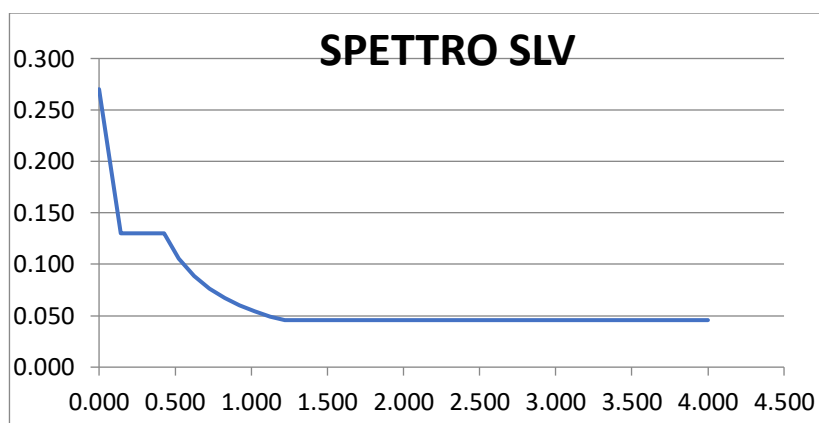
Stato limite di danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

L'obiettivo dell'SLD è quello di verificare che i danni ai componenti non strutturali siano contenuti, per evitare l'inagibilità della struttura a seguito di un evento sismico con probabilità di superamento pari al 63%.

La verifica viene eseguita controllando che gli spostamenti di interpiano di rispettino determinati limiti. Per tale verifica si rimanda al paragrafo 12.5 .

5.4.2 Parametri dello spettro per lo stato limite di salvaguardia della vita

SLV		TD		
			2,514	0,046
TB	0,000	2,585	0,046	
	0,142	2,655	0,046	
TC	0,426	2,726	0,046	
	0,526	2,797	0,046	
	0,625	2,868	0,046	
	0,725	2,938	0,046	
	0,824	3,009	0,046	
	0,923	3,080	0,046	
	1,023	3,151	0,046	
	1,122	3,221	0,046	
	1,222	3,292	0,046	
	1,321	3,363	0,046	
	1,420	3,434	0,046	
	1,520	3,505	0,046	
	1,619	3,575	0,046	
	1,719	3,646	0,046	
	1,818	3,717	0,046	
	1,917	3,788	0,046	
	2,017	3,858	0,046	
	2,116	3,929	0,046	
	2,216	4,000	0,046	
	2,315			
	2,414			



Stato limite di Salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'SLV serve per progettare la resistenza al limite elastico della struttura

6. Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{0,2}Q_{k2} + \Psi_{0,3}Q_{k3}\dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{33}Q_{k3}\dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3}\dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3}\dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

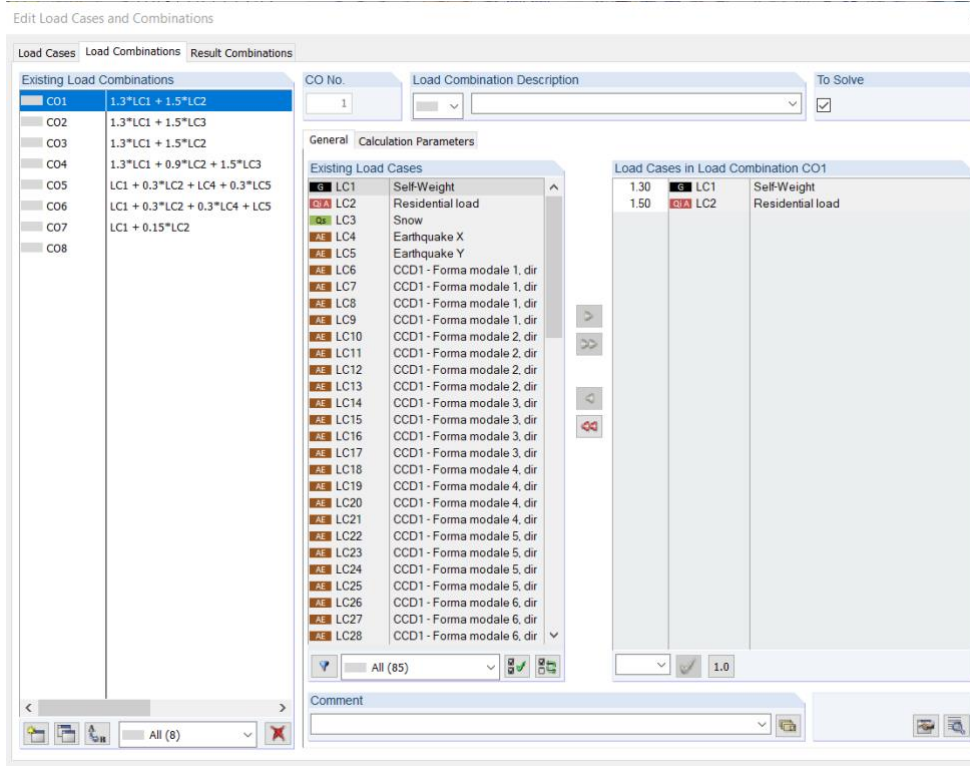
Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati dalla tabella seguente tratta dalla normativa NTC18 2.5.1 "Valori dei coefficienti di combinazione":

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, ...)	da valutarsi caso per caso		
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

Si riportano le combinazioni effettuate su RFEM:



Load Cases Load Combinations Result Combinations

Existing Load Combinations

- CO1 1.3*LC1 + 1.5*LC2
- CO2 1.3*LC1 + 1.5*LC3**
- CO3 1.3*LC1 + 1.5*LC2
- CO4 1.3*LC1 + 0.9*LC2 + 1.5*LC3
- CO5 LC1 + 0.3*LC2 + LC4 + 0.3*LC5
- CO6 LC1 + 0.3*LC2 + 0.3*LC4 + LC5
- CO7 LC1 + 0.15*LC2
- CO8

CO No. 2 Load Combination Description To Solve

General Calculation Parameters

Existing Load Cases

- LC1 Self-Weight
- LC2 Residential load
- LC3 Snow
- LC4 Earthquake X
- LC5 Earthquake Y
- LC6 CCD1 - Forma modale 1, dir
- LC7 CCD1 - Forma modale 1, dir
- LC8 CCD1 - Forma modale 1, dir
- LC9 CCD1 - Forma modale 1, dir
- LC10 CCD1 - Forma modale 2, dir
- LC11 CCD1 - Forma modale 2, dir
- LC12 CCD1 - Forma modale 2, dir
- LC13 CCD1 - Forma modale 2, dir
- LC14 CCD1 - Forma modale 3, dir
- LC15 CCD1 - Forma modale 3, dir
- LC16 CCD1 - Forma modale 3, dir
- LC17 CCD1 - Forma modale 3, dir
- LC18 CCD1 - Forma modale 4, dir
- LC19 CCD1 - Forma modale 4, dir
- LC20 CCD1 - Forma modale 4, dir
- LC21 CCD1 - Forma modale 4, dir
- LC22 CCD1 - Forma modale 5, dir
- LC23 CCD1 - Forma modale 5, dir
- LC24 CCD1 - Forma modale 5, dir
- LC25 CCD1 - Forma modale 5, dir
- LC26 CCD1 - Forma modale 6, dir
- LC27 CCD1 - Forma modale 6, dir
- LC28 CCD1 - Forma modale 6, dir

Load Cases in Load Combination CO2

Factor	Case	Description
1.30	LC1	Self-Weight
1.50	LC3	Snow

All (85)

Comment

Load Cases Load Combinations Result Combinations

Existing Load Combinations

- CO1 1.3*LC1 + 1.5*LC2
- CO2 1.3*LC1 + 1.5*LC3
- CO3 1.3*LC1 + 1.5*LC2**
- CO4 1.3*LC1 + 0.9*LC2 + 1.5*LC3
- CO5 LC1 + 0.3*LC2 + LC4 + 0.3*LC5
- CO6 LC1 + 0.3*LC2 + 0.3*LC4 + LC5
- CO7 LC1 + 0.15*LC2
- CO8

CO No. 3 Load Combination Description To Solve

General Calculation Parameters

Existing Load Cases

- LC1 Self-Weight
- LC2 Residential load
- LC3 Snow
- LC4 Earthquake X
- LC5 Earthquake Y
- LC6 CCD1 - Forma modale 1, dir
- LC7 CCD1 - Forma modale 1, dir
- LC8 CCD1 - Forma modale 1, dir
- LC9 CCD1 - Forma modale 1, dir
- LC10 CCD1 - Forma modale 2, dir
- LC11 CCD1 - Forma modale 2, dir
- LC12 CCD1 - Forma modale 2, dir
- LC13 CCD1 - Forma modale 2, dir
- LC14 CCD1 - Forma modale 3, dir
- LC15 CCD1 - Forma modale 3, dir
- LC16 CCD1 - Forma modale 3, dir
- LC17 CCD1 - Forma modale 3, dir
- LC18 CCD1 - Forma modale 4, dir
- LC19 CCD1 - Forma modale 4, dir
- LC20 CCD1 - Forma modale 4, dir
- LC21 CCD1 - Forma modale 4, dir
- LC22 CCD1 - Forma modale 5, dir
- LC23 CCD1 - Forma modale 5, dir
- LC24 CCD1 - Forma modale 5, dir
- LC25 CCD1 - Forma modale 5, dir
- LC26 CCD1 - Forma modale 6, dir
- LC27 CCD1 - Forma modale 6, dir
- LC28 CCD1 - Forma modale 6, dir

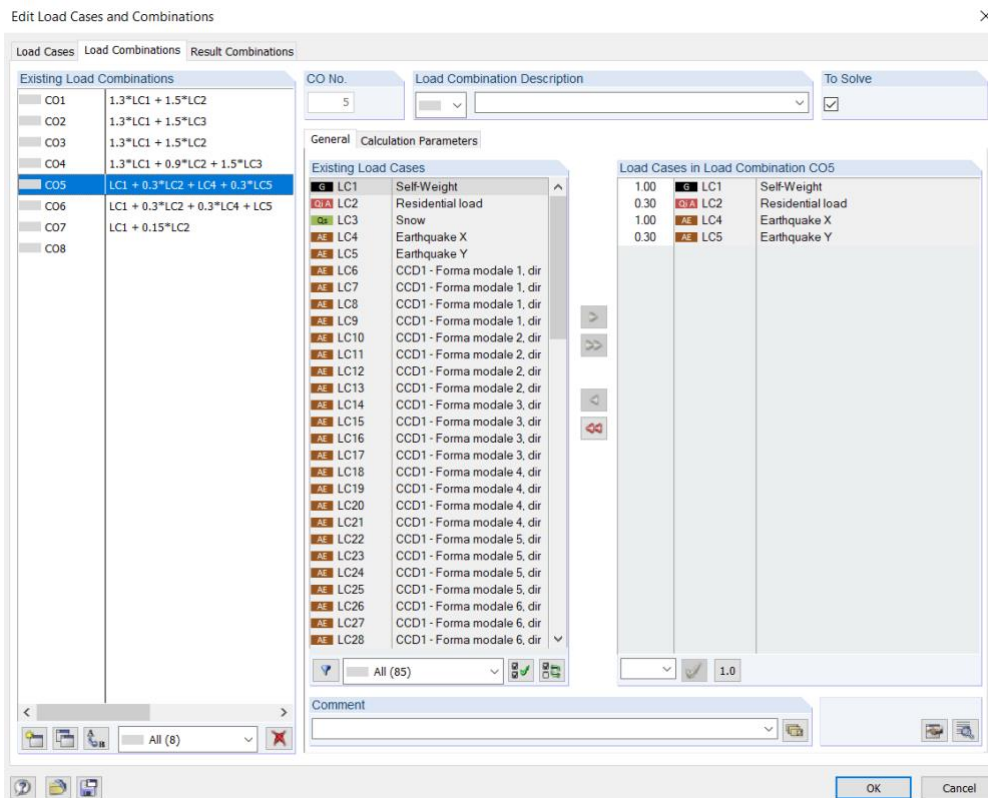
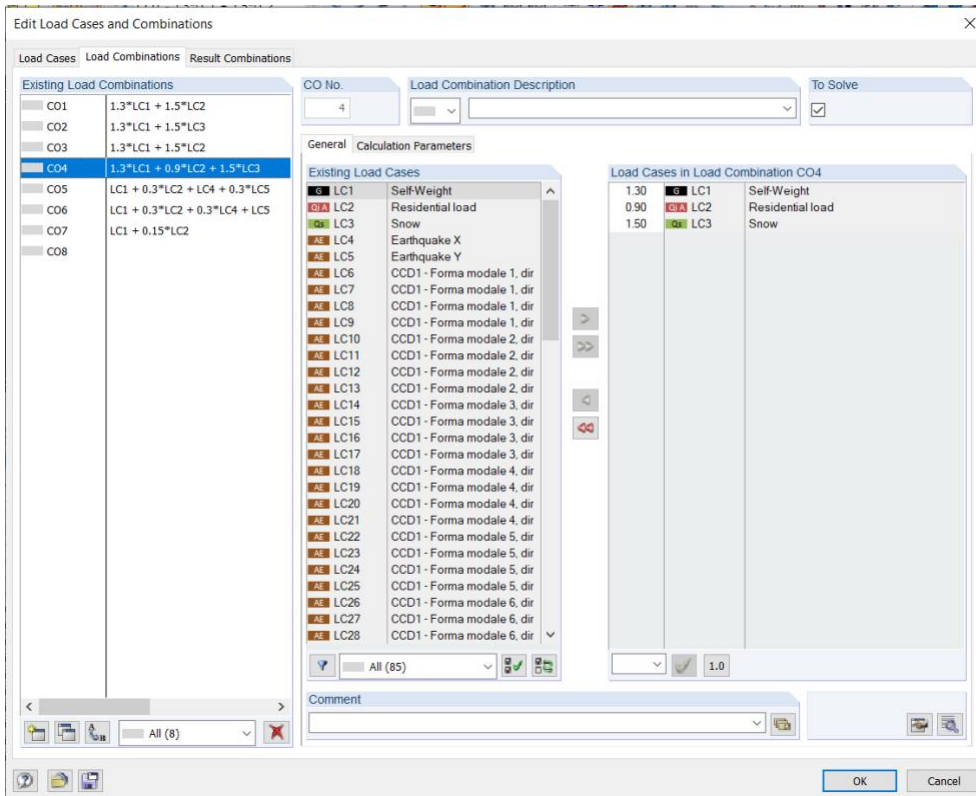
Load Cases in Load Combination CO3

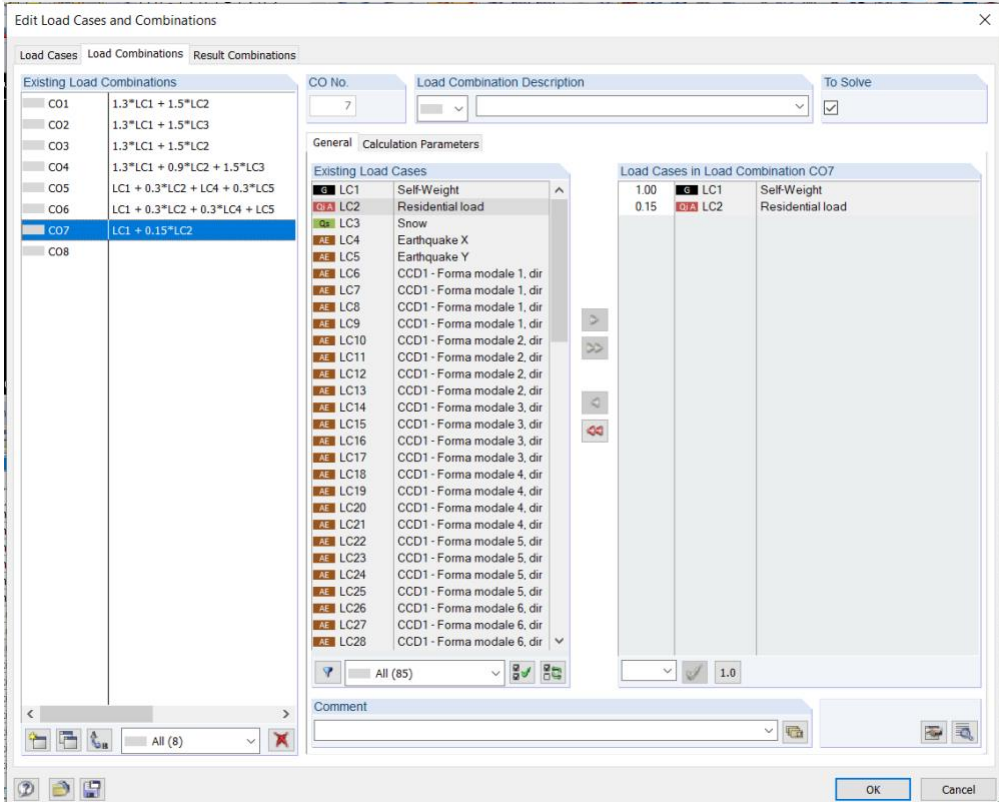
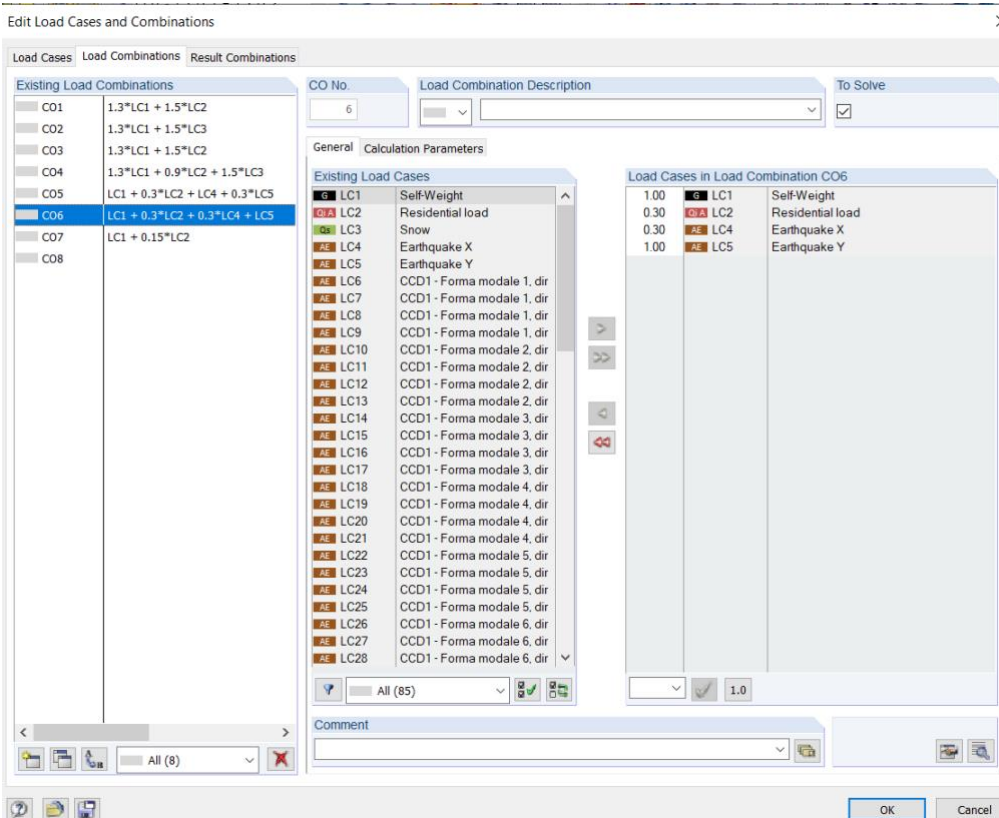
Factor	Case	Description
1.30	LC1	Self-Weight
1.50	LC2	Residential load

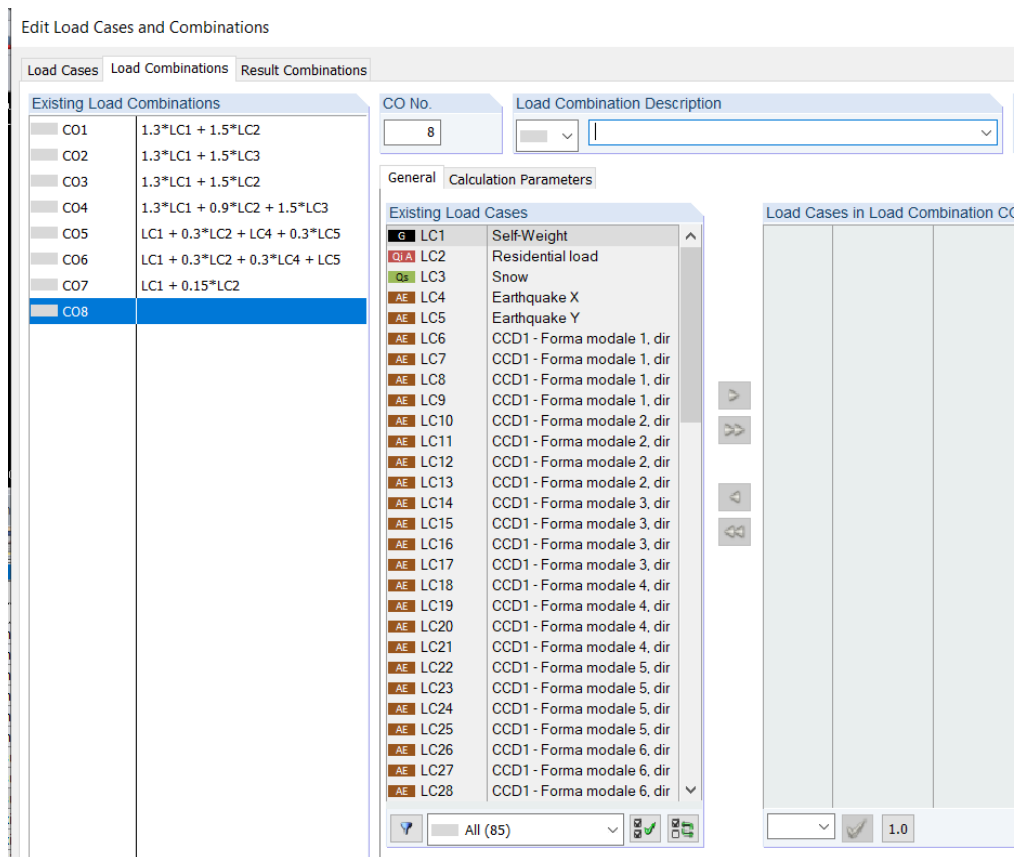
All (85)

Comment

OK Cancel







7. Tipologie di analisi da eseguire

Nella normativa sono ammessi 4 metodi di analisi caratterizzati da complessità e precisione crescenti, la scelta dipende dalle caratteristiche della struttura, come regolarità e periodo proprio, e dalla sua importanza collegata alla destinazione d'uso. Innanzitutto l'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare. L'analisi lineare viene utilizzata per calcolare gli effetti del sisma sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi mentre quella non lineare per sistemi dissipativi tiene conto delle non linearità geometriche e di materiale. Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi considerano il fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente, ovvero tramite l'applicazione di forze determinate, o dinamicamente mediante l'utilizzo degli spettri di calcolo. Quindi i 4 metodi sopracitati sono i seguenti:

- Analisi statica lineare;
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica lineare;
- Analisi dinamica non lineare.

7.1 Analisi statica lineare equivalente

L'analisi statica lineare equivalente consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dell'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino requisiti specifici come:

- La regolarità strutturale in altezza;
- Il periodo proprio fondamentale nella direzione in esame (T_1) non superiori $2,5T_C$ o T_D .

Per costruzioni civili o industriali che non superano i 40m di altezza e la cui massa sia distribuita uniformemente lungo l'altezza, T1 può essere stimato in assenza di calcoli più dettagliati utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

Con:

H: altezza della costruzione in metri dal piano di fondazione, o dalla sommità di un basamento rigido, pari a 30-3=27 m;

$C_1 = 0,05$ per costruzioni con struttura a parete incollate

$$T_1 = 0,59s$$

In alternativa, la stima di T1 (in secondi) può essere fatta mediante la seguente espressione:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$$

Dove:

d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio espresso in metri, dovuto ai pesi propri applicati nella direzione orizzontale

Nel caso in cui si considera un'azione orizzontale pari al 100% in direzione x e 30% in direzione y abbiamo che $d=93,7\text{mm}$

Allora

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{0.0937} = 0,6s$$

Nel caso in cui si considera un'azione orizzontale pari al 100% in direzione y e 30% in direzione x abbiamo che $d=123,4\text{mm}$

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{0.1234} = 0,7s$$

Essendo entrambe le condizioni soddisfatte si è proceduto con l'analisi. L'analisi statica lineare equivalente è composta da un involuppo tra le combinazioni di carico verticale e le combinazioni di carico derivanti dall'applicazione delle forze statiche orizzontali sui vari piani che rappresentano il sisma in forma statica.

INVILUPPO STATICO EQUIVALENTE = INVILUPPO (INVILUPPO STATICO, INVILUPPO SISMA x, INVILUPPO SISMA Y)

7.1.1 Combinazioni di carico orizzontali (Analisi lineare statica)

Il sistema di forze da applicare sulla struttura e precisamente sullo special joint è stato determinato dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame. La distribuzione di esse è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

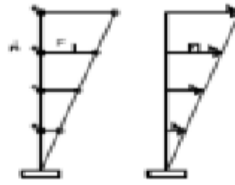


Figura 86: Rappresentazione grafica ripartizione delle forze su ogni piano.

Dove:

- $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$ è la forza riferita all'oscillatore lineare equivalente corrispondente alla struttura;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto corrispondente al periodo T_1 ;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti.

La ripartizione delle forze su ogni piano è schematizzato nella seguente tabella:
In cui W_i rappresenta il peso dell'i-esimo piano.

Piano	z _i [m]	W _i [kN]	z _i *W _i [kNm]	Forza sismica	Direzione x	Direzione y
1	3	510,6	1531,8	F1	122	89,5
2	6	506,8	3040,8	F2	243	178
3	9	499,6	4496,4	F3	300	205
4	12	482,7	5792,4	F4	359	263
5	15	460,1	6901,5	F5	410	290
6	18	400	7200	F6	450	320
7	21	357,8	7513,8	F7	500	362
8	24	275	6600	F8	548	401
9	27	90,5	2443,5	F9	138	101
10	30	35,2	1056	F10	52,3	38,3
			46576,2			

ella 114: Ripartizione delle forze su ogni piano (Analisi statica lineare).

La combinazione da utilizzare quella sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \varphi_{2j} Q_{kj}$$

Dove "E" corrisponde alle forze statiche equivalenti.

Sono state individuate 32 E per ogni piano. Questo valore è dovuto alle combinazioni che si vengono a creare dal momento in cui la normativa richiede che *“per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, deve essere attribuita al centro di massa una eccentricità accidentale, rispetto alla posizione derivata dal calcolo. Per gli edifici l'eccentricità accidentale da considerare non deve essere inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica”* [7.2.6 – NTC].

Detta eccentricità è assunta costante per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Il centro di massa è stato dunque spostato in quattro diversi punti:

Lunghezza in y (m)	13,786
Lunghezza in x (m)	2
Eccentricità in x (m)	+1,104
Eccentricità in y (m)	+0,689

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	N° comb.
E_x	+	$+e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	1
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	2
			$+0.3 E_y$	$+e_x$	3
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	4
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	5
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	6
			$+0.3 E_y$	$+e_x$	7
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	8
	-	$+e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	9
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	10
			$+0.3 E_y$	$+e_x$	11
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	12
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	13
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	14
			$+0.3 E_y$	$+e_x$	15
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	16
E_y	+	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	17
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	18
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	19
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	20
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	21
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	22
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	23
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	24
	-	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	25
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	26
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	27
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	28
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	29
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	30
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	31
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	32

Inoltre per tenere conto che il sisma potrebbe arrivare da entrambe le direzioni contemporaneamente si combinano i massimi valori ottenuti per l'azione applicata in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. Questo fa sì che si creano le sopraddette 32 combinazioni. Tali combinazioni si ottengono in modo automatico dal software inserendo 0.3 come coefficiente moltiplicativo.

7.2 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare 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.

La normativa prescrive di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e la cui somma non superi l'85%.

Nel caso di forze considerate il 100% in direzione x e il 30% in direzione y abbiamo uno spostamento in sommità massimo pari a 93,7mm

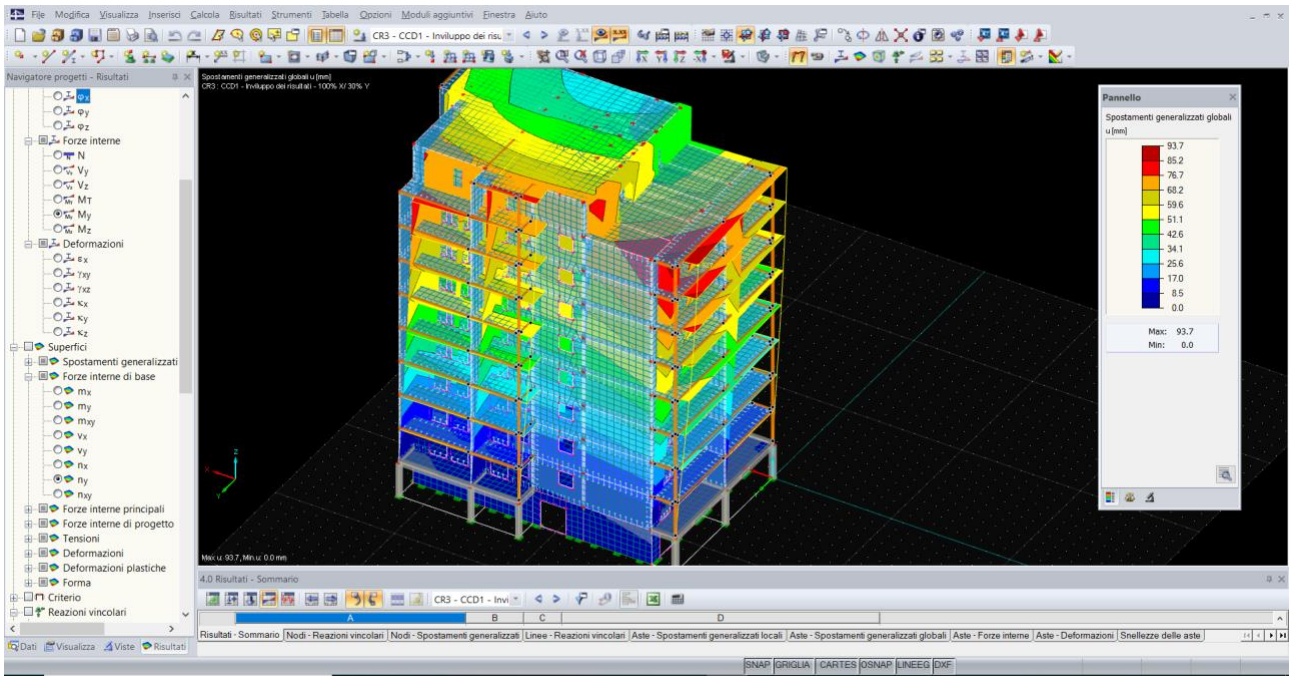


Fig. 7.1 Risultati analisi dinamica 100%X-30%Y

Nel caso di forze considerate il 100% in direzione y e il 30% in direzione x abbiamo uno spostamento in sommità massimo pari a 123,4mm

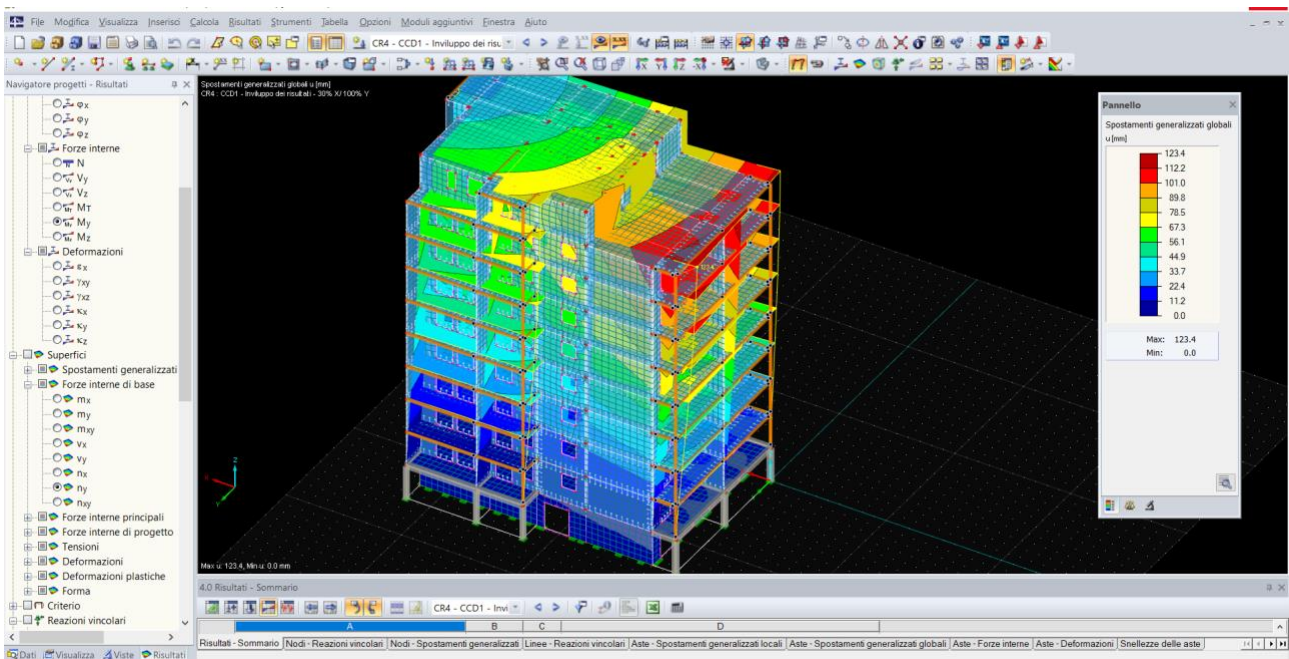


Fig. 7.2 Risultati analisi dinamica 100%Y-30%X

Si riporta il grafico risultante da tale analisi:

- modi di vibrare

Modo nr.	Autovalore λ [1/s ²]	Frequenza angolare ω [rad/s]	Frequenza naturale f [Hz]	Periodo proprio T [s]
1	196,246	14,009	2,230	0,449
2	268,068	16,373	2,606	0,384
3	350,179	18,713	2,978	0,336
4	1867,086	43,210	6,877	0,145
5	2504,608	50,046	7,965	0,126
6	3158,626	56,202	8,945	0,112
7	4187,644	64,712	10,299	0,097
8	4373,069	66,129	10,525	0,095
9	4634,710	68,079	10,835	0,092
10	5120,762	71,560	11,389	0,088
11	5595,469	74,803	11,905	0,084
12	5791,505	76,102	12,112	0,083
13	6671,752	81,681	13,000	0,077
14	7211,990	84,923	13,516	0,074
15	7778,295	88,195	14,037	0,071
16	8621,017	92,849	14,777	0,068
17	8956,335	94,638	15,062	0,066
18	9905,285	99,525	15,840	0,063
19	10447,289	102,212	16,268	0,061
20	11450,221	107,006	17,030	0,059

- massa partecipante

Mode No.	Modal Mass M [kg]	Effective Modal Mass						Effective Modal Mass Factor		
		m_{ux} [kg]	m_{uy} [kg]	m_{uz} [kg]	$m_{\theta x}$ [kg.m ²]	$m_{\theta y}$ [kg.m ²]	$m_{\theta z}$ [kg.m ²]	f_{mod} [-]	f_{mod} [-]	f_{mod} [-]
1	223777,79	4919,34	717974,45	0,00	48785143,92	311158,53	5552546,36	0,003	0,486	0,000
2	222986,71	654908,62	35330,45	0,00	2983321,93	45299970,27	8394986,37	0,443	0,024	0,000
3	124297,52	155413,59	57027,44	0,00	5292896,04	10897949,28	39659606,10	0,105	0,039	0,000
4	188680,53	970,10	108635,76	0,00	14430935,13	139217,27	678176,46	0,001	0,073	0,000
5	229321,44	96058,08	7170,43	0,00	984992,00	13640769,20	1209633,78	0,065	0,005	0,000
6	90744,89	24094,15	8477,45	0,00	1437740,88	3741285,67	5171759,69	0,016	0,006	0,000
7	1438,66	16,48	228,30	0,00	13239,41	1763,28	18435,97	0,000	0,000	0,000
8	1242,86	18,15	43,23	0,00	5264,90	3486,87	19815,90	0,000	0,000	0,000
9	1034,13	19,28	3694,27	0,00	227789,93	2571,80	3080,16	0,000	0,002	0,000
10	969,41	5,16	175,50	0,00	3028,52	524,14	782,34	0,000	0,000	0,000
11	8403,57	605,29	32476,11	0,00	1463067,28	35709,04	305164,31	0,000	0,022	0,000
12	870,24	29,13	445,40	0,00	17170,56	1443,70	22536,54	0,000	0,000	0,000
13	850,68	20,68	62,14	0,00	6342,89	881,47	2116,50	0,000	0,000	0,000
14	146556,42	28718,40	2958,03	0,00	110075,54	1188387,49	473985,65	0,019	0,002	0,000
15	694,39	45,18	3,08	0,00	103,40	1859,86	1229,41	0,000	0,000	0,000
16	63552,92	8642,81	1284,07	0,00	14336,16	344439,27	1737563,97	0,006	0,001	0,000
17	550,32	25,87	61,71	0,00	4155,08	1030,84	8847,52	0,000	0,000	0,000
18	360,65	5,81	105,09	0,00	10680,39	254,69	1243,31	0,000	0,000	0,000
19	25092,01	544,76	18743,27	0,00	1867123,84	35201,50	25965,61	0,000	0,013	0,000
20	163599,29	36,07	555,90	0,00	41349,89	6313,64	5086,27	0,000	0,000	0,000
Sum	1495024,43	975096,95	995452,09	0,00	77698757,70	75654217,78	63292562,23	0,660	0,673	0,000

8. Verifica delle pareti in CLT

8.1 Verifiche di instabilità

Le verifiche ad instabilità delle pareti in CLT sono state condotte con riferimento a quanto riportato al paragrafo 6.3.2 della UNI EN 1995-1-1.

Si raccomanda che in tutti i casi le tensioni che saranno aumentate in seguito alla freccia di inflessione soddisfino la seguente espressione:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

8.2 Modello di calcolo CLT

Il modello di calcolo adottato è quella di struttura composta con connessione deformabile. Gli strati orientati nella direzione di calcolo del pannello CLT sono connessi in modo cedevole dagli strati ortogonali. Il pannello è calcolato come struttura composta con connessioni deformabile in accordo con l'appendice B della norma EN 1995-1-1 mediante fattori γ dipendenti dallo spessore degli strati ortogonali, dal modulo di taglio a "rolling shear" e dalla lunghezza delle campate, calcolati mediante le teorie di Möhler (pannelli aventi fino a tre strati orientati nella direzione di calcolo) e Shelling (pannelli con più di tre strati orientati nella direzione di calcolo).

La rigidezza efficace a flessione viene assunta pari a :

$$EJ_{eff} = \sum_{i=1}^n (E_i J_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$$

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i}{G_R \frac{b_i^2}{d_{ref}^2}} \right]^{-1}$$

dove

- J_i rappresenta il momento di inerzia del generico strato
- A_i è l'area del generico strato
- a_i è la distanza tra il baricentro dell'i-esimo strato e il baricentro della sezione
- l_{ref} è la lunghezza di riferimento della campata
- G_R è il modulo di taglio per rolling shear

8.3 Verifiche a compressione perpendicolare alla fibratura

In prossimità dell'appoggio delle pareti si presenta la situazione di rischio di schiacciamento ortogonale alla fibratura. Affinchè la verifica risulti soddisfatta si deve garantire che la tensione sollecitante risulti essere inferiore alla resistenza del materiale secondo la seguente espressione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} \cdot f_{c,90,d}$$

Con

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{full}}$$

dove:

- $\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di progetto a compressione nell'area di contatto efficace, perpendicolare alla fibratura
- $F_{c,90,d}$ è il carico di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura
- $f_{c,90,d}$ è la resistenza di progetto a compressione, perpendicolare alla fibratura
- A_{full} è l'area di contatto sulla quale agisce la compressione perpendicolare alla fibratura
- $k_{c,90,d}$ è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché del degrado di deformazione a compressione

8.4 Verifiche a taglio

La sollecitazione tagliante sul CLT porta ad avere nel materiale una sollecitazione di taglio sulle lamelle ed una sollecitazione di torsione sugli incroci incollati che possono portare a rottura il CLT secondo due diverse modalità.

8.4.1 Verifica del meccanismo di rottura per taglio

Le sollecitazioni di taglio sulle lamelle sono determinabili mediante le seguenti espressioni:

$$\tau_y = \frac{v_2}{\sum t_{i,int}}$$

$$\tau_z = \frac{v_2}{\sum t_{i,ext}}$$

dove:

τ_y è la tensione di taglio agente sugli strati aventi orientazione parallela agli strati interni

τ_z è la tensione di taglio agente sugli strati aventi orientazione parallela agli strati esterni

v_2 è il taglio a metro lineare agente sull'elemento in CLT

$t_{i,int}$ è lo spessore dell'i-esimo strato avente orientazione parallela agli strati interni

$t_{i,ext}$ è lo spessore dell'i-esimo strato avente orientazione parallela agli strati esterni

La tensione da utilizzare nella verifica è la massima tra le due:

$$\tau_d = \max(\tau_z; \tau_y)$$

La verifica si traduce nella seguente disequazione

$$\tau_d \leq f_{v,lastra,k}$$

essendo

$f_{v,d}$ la resistenza a taglio a lastra di progetto calcolata mediante la

$$f_{v,lastra,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,lastra,k}}{\gamma_M}$$

8.4.2 Verifica del meccanismo di rottura a torsione

La tensione dovuta alla torsione può essere ricavata dal rapporto tra il momento torcente agente ed il momento resistente polare

$$\tau_d = \frac{M_T}{W}$$

Il valore di W si determina mediante la seguente espressione

$$W = \frac{a_{ref}^2}{n_{strati-1}}$$

La verifica assume quindi la forma

$$\tau_{T,d} \leq f_{T,d}$$

essendo

$f_{T,d}$ il valore di progetto della resistenza a torsione agli incroci

$$f_{T,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{T,k}}{\gamma_M}$$

La verifica delle pareti in CLT è stata effettuata attraverso il programma “CALCULATIS by Stora Enso” di cui si riportano alcuni esempi per dimostrazione:

si disegna la parete su calculatis, si inseriscono i valori dei carichi agenti e si effettuano le verifiche sopra citate.

Pareti

28

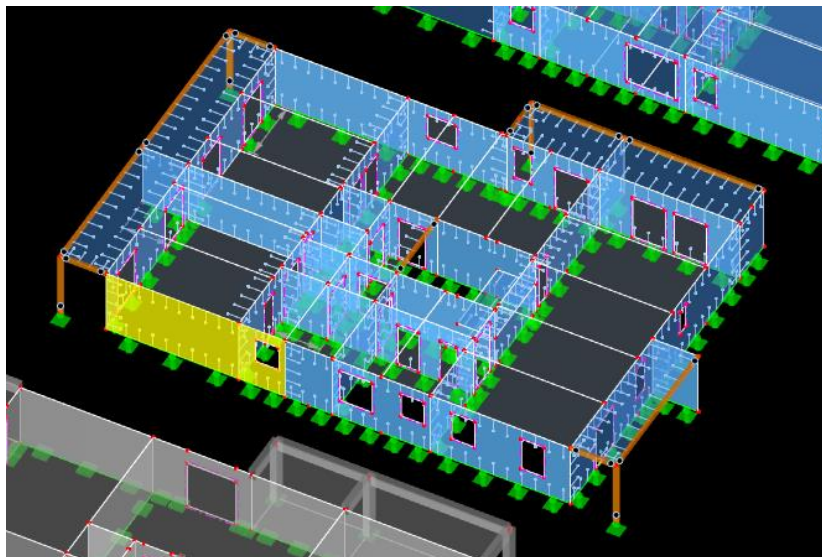
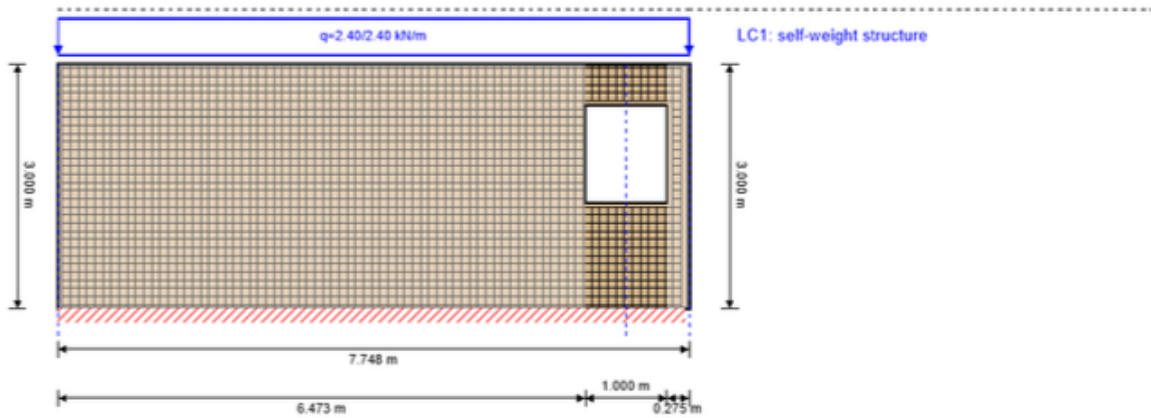


Fig. 8.1 Posizione parete 28

system

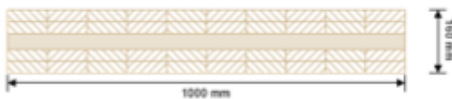


global utilization ratio

6 %

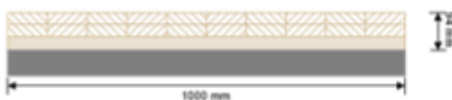
ULS	3 %	ULS fire	6 %	SLS	1 %
-----	-----	----------	-----	-----	-----

section: CLT 160 L5s - 2



layer	thickness	orientation	material
1	30.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
2	30.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
3	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
4	30.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
5	30.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
t_{CLT}	160.0 mm		

section fire: CLT 160 L5s - 2



layer	thickness	orientation	material
1	30.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
2	30.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
3	34.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
t_{CLT}	94.0 mm		

fire resistance class: R 90

fire protection layering : 12.5 mm gypsum plasterboard Type F + 40 mm rock wool
gypsum plasterboard Type A (acc. to EN 520)gypsum plasterboard Type F (acc. to EN 520)
Die Steinwolle-Dämmung der Installationsebene muss eine Mindestrohichte von 26 kg/m³ und einen Schmelzpunkt >1000 °C aufweisen.

time	$t_{ch,h}$	$t_{r,h}$	$t_{a,h}$	$d_{la,h}$	k_0	d_0	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$
[min]	[min]	[min]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	
90	29	32	50	26	1	7	59.0	66.0

material values

material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k min}$	$E_{0,mean}$	G_{mean}	$G_{r,mean}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 spruce ETA (2014)	24.00	14.00	0.35	21.00	2.40	4.00	1.25	12,500.00	690.00	50.00

load

load case groups

	load case category	Typ	duration	Kmod	γ_{inf}	γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LC1	self-weight structure	G	permanet	0.6	1	1.3	1	1	1

LC1:self-weight structure

trapezoidal load			
distance from start	$q_{k,a}$	load at end	load length
[m]	[kN/m]		[m]
0.000	2.4	2.40	7.748

ULS combinations

	combination rule
LCO1	1.30/1.00 * LC1

ULS combinations fire

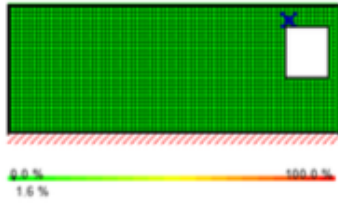
	combination rule
LCO1	1.00/1.00 * LC1

Ultimate limit state (ULS) - design results

utilization rate of shear stress in plane on net section

LCO1							
Id	X	Z	k_{mod}	$f_{IP,Netto,k}$	Q	$T_{IP,Net,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2145	6.55	2.65	0.6	8.0	0.38	0.06	2 %

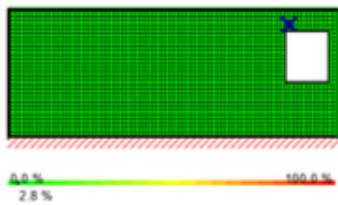
utilization rate of shear stress in plaen of gross section



LC01

Id	X	Z	k_{mod}	f <small>$v_{IP,Brutto,k}$</small>	Q	τ <small>$IP_{Gross,d}$</small>	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2145	6.55	2.65	0.6	3.5	0.38	0.02	2 %

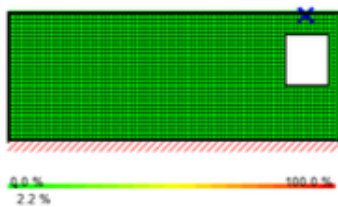
utilization rate of torsional shear stress in face glued surfaces



LC01

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,T,k}$	Q	$T_{T,Node,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2145	6.55	2.65	0.6	2.5	0.38	0.03	3 %

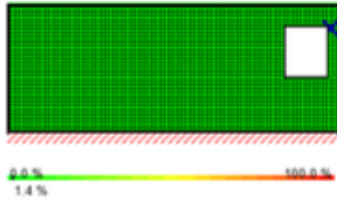
utilization rate of axail force horizontal



LC01

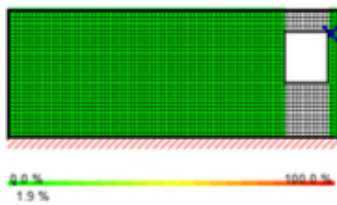
Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{h,max}$	M_y	$\sigma_{h,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
2380	6.95	2.95	0.6	24.0	0.8638	0.0000	0.22	2 %

utilization rate of axial force vertical



LCO1									
Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{v,max}$	M_y	$\sigma_{v,max}$	ratio	
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]	
2001	7.55	2.45	0.6	24.0	1.6200	0.0000	0.13	1 %	

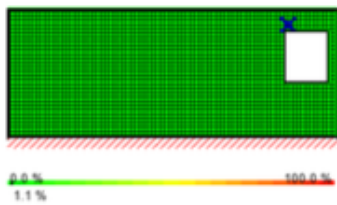
utilization rate for buckling



LCO1										
Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
2001	7.55	2.45	3.0	57	0.1	0.839	8.69	0.13	0.00	2 %

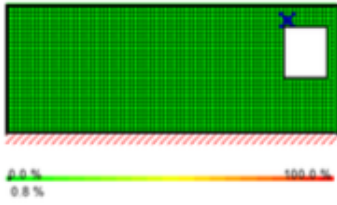
Ultimate limit state (ULS) fire design - results

utilization rate of shear stress in plane on net section



LCO1							
Id	X	Z	k_{mod}	$f_{IP,Netto,k}$	Q	$T_{IP,Net,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2145	6.55	2.65	1	8.0	0.30	0.10	1 %

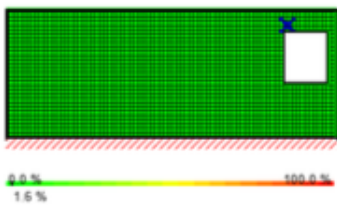
utilization rate of shear stress in plaen of gross section



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	f	Q	τ	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	$f_{v,IP,Brutto,k}$	[kN]	$\tau_{IP,Gross,d}$	[%]
2145	6.55	2.65	1	3.5	0.30	0.03	1 %

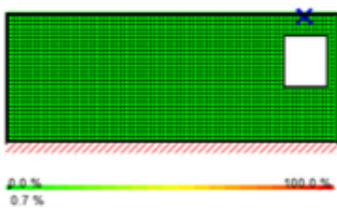
utilization rate of torsional shear stress in face glued surfaces



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,T,k}$	Q	$T_{T,Node,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2145	6.55	2.65	1	2.5	0.30	0.05	2 %

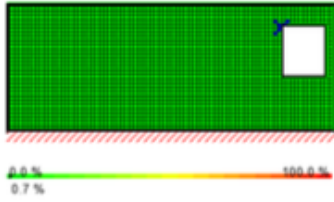
utilization rate of axail force horizontal



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{h,max}$	M_y	$\sigma_{n,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
2380	6.95	2.95	1	24.0	0.6676	0.0000	0.20	1 %

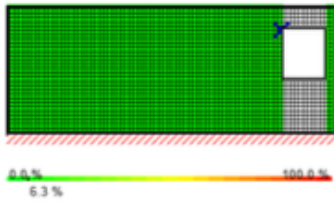
utilization rate of axail force vertical



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{v,max}$	M_y	$\sigma_{v,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
1990	6.45	2.45	1	24.0	1.1611	0.0000	0.19	1 %

utilization rate for buckling

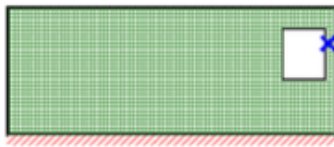


LCO1

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
1990	6.45	2.45	3.0	173	0.1	0.127	24.15	0.19	0.00	6 %

Service limit state design (SLS) - design results

horizontal deformation



LCO1

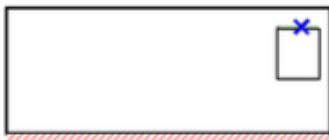
Id	X	Z	w_{limit}	limit	$v_{h,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
1770	7.55	2.15	10.0	L/300 = 10.0	0.0131	0.1 %

$$w_{inst} = w[char]$$


LCO1

Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
2073	7.05	2.55	0.8	1.0	1/300	3.3	0.0	1 %

$$w_{fin} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}$$



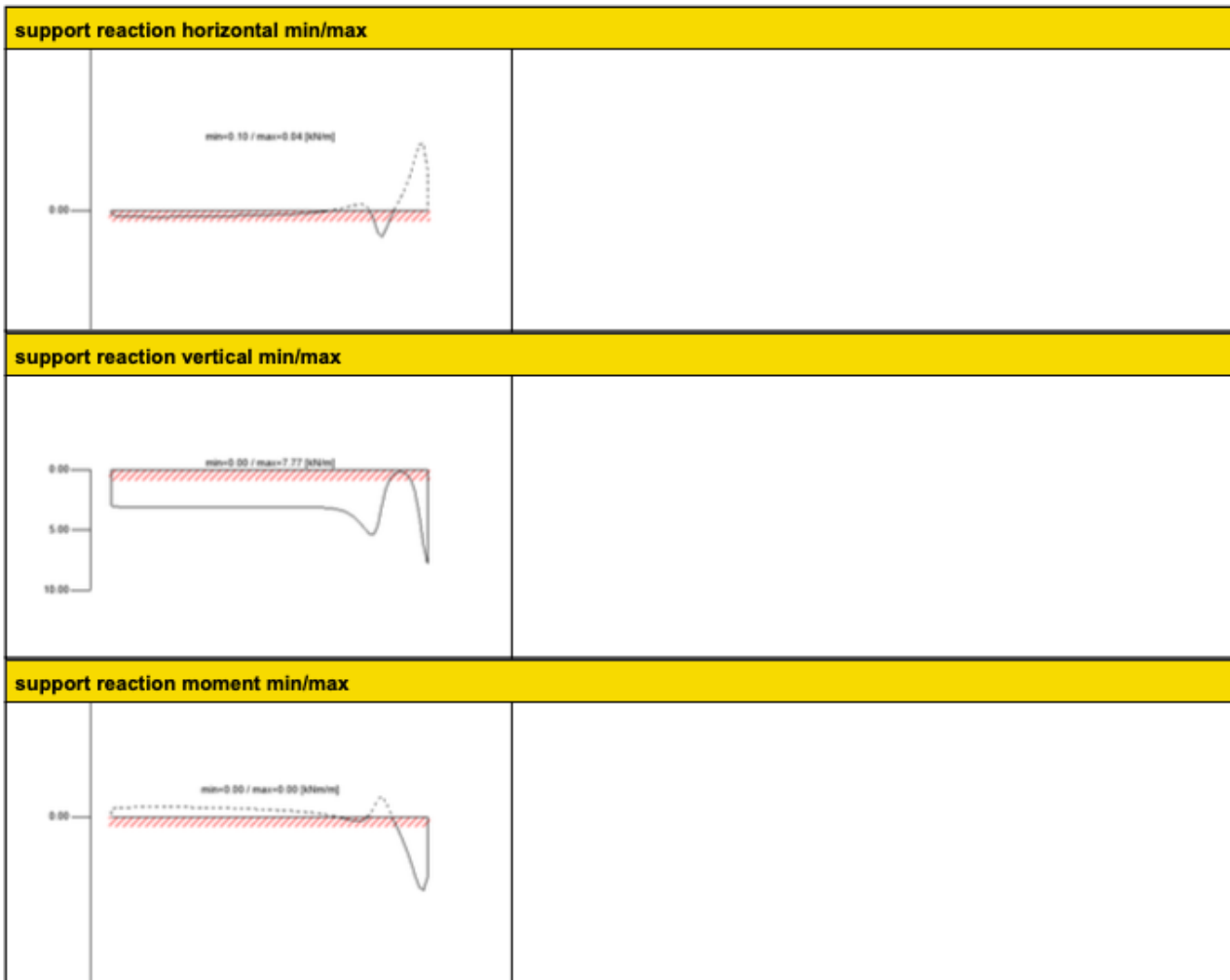
Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
2073	7.05	2.55	0.8	1.0	1/200	5.0	0.0	1 %

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}$$



Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[m]	[mm]	
2073	7.05	2.55	0.8	1.0	L/250	4.0	0.0	1 %

support reaction



reference documents for this analysis	
English title	description
EN 338	EN 338 - Structural timber — Strength classes
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
ETA-14/0349	European Technical Assessment ETA-14/0349 of 02.10.2014
Expertise Rolling shear - no edge gluing, H.J. Blass	Expertise on Rolling shear for CLT
EN 1995-1-2	EN 1995-1-2 - Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design
Technical expertise 122/2011/02: analysis of load bearing capacity and separation performance of CLT elements	Verification of the load bearing capacity and the insulation criterion of CLT structures with Stora Enso CLT
Technical expertise 2434/2012 - BB: failure time t_f of gypsum fire boards (GKF) according to ON B 3410	Expertise on failure time t_f of gypsum wall fire boards according to ON B3410 and gypsum wall boards type DF according to EN 520
EN 1990	EN 1990 - Eurocode — Basis of structural design
DM08	NTC2008 - Italian standards for structural design of buildings and constructions - D.M. 14 Gennaio 2008
CNR DT206	CNR-DT 206/2007: Recommendations for the design and execution of timber structures
Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe	Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe; publishes by SP Technical Research Institute of Sweden
National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12	ÖNORM EN 1995-1-2 - National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12
Analysis of CLT wall elements, using a beam grid model - TU-Graz - focus sts 113_1_SF_12	Analysis of CLT shear walls with beam grid models - TU-Graz - focus_sts 113_1_SF_12
UNI EN 1995-1-2_NA	UNI EN 1995-1-2 - Italy - National Annex - Eurocode 5: Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design — National specifications concerning UNI EN 1995-1-2, national comments and national supplements
UNI EN 1995-1-1_NA	UNI EN 1995-1-1 - Italy - National Annex — Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings

reference documents for this analysis	
English title	description
Expertise Rolling shear, H.J. Blass	Expertise on rolling shear strength and rolling shear modulus of CLT panels
Expertise shear in plane of CLT, H.J. Blass	Expertise - revision of DIBt technical approval Z-9.1/599 - shear in the plane of CLT

72

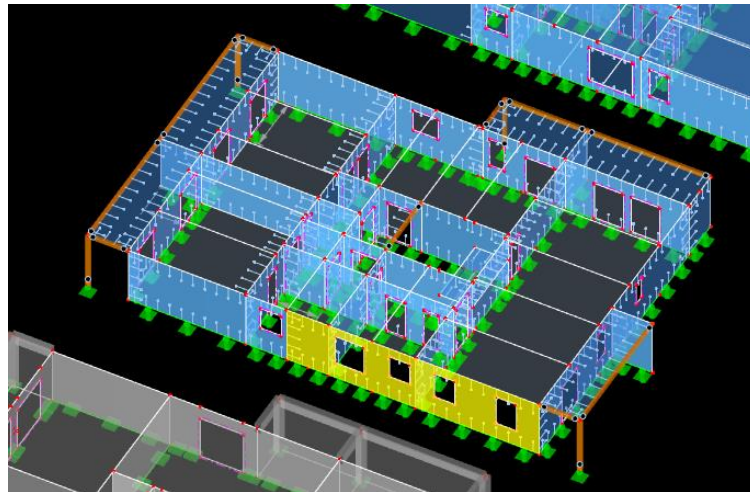
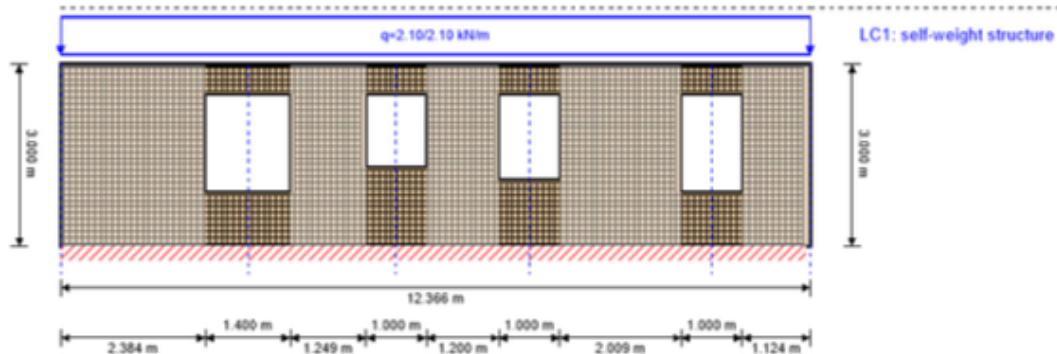


Fig. 8.2 Posizione parete 72

system



global utilization ratio

4 %

ULS	3 %	ULS fire	4 %	SLS	1 %
-----	-----	----------	-----	-----	-----

section: CLT 140 C5s

	layer	thickness	orientation	material
	1	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
	2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
	3	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
	4	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
	5	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
t_{CLT}		140.0 mm		

section fire: CLT 140 C5s

	layer	thickness	orientation	material				
	1	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)				
	2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)				
	3	18.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)				
t_{CLT}		78.0 mm						
fire resistance class: R 90	time	90 min						
fire protection layering : 12.5 mm gypsum plasterboard Type F + 40 mm rock wool gypsum plasterboard Type A (acc. to EN 520)gypsum plasterboard Type F (acc. to EN 520) Die Steinwolle-Dämmung der Installationsebene muss eine Mindestrohichte von 26 kg/m ³ und einen Schmelzpunkt >1000 °C aufweisen.	$t_{ch,h}$	$t_{t,h}$	$t_{a,h}$	$d_{fa,h}$	k_0	d_0	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$
	[min]	[min]	[min]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]
	29	32	50	26	1	7	55.0	62.0

material values

material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k, min}$	$E_{0, mean}$	G_{mean}	$G_{r, mean}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 spruce ETA (2014)	24.00	14.00	0.35	21.00	2.40	4.00	1.25	12,500.00	690.00	50.00

load

load case groups

	load case category	Typ	duration	Kmod	γ_{inf}	γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LC1	self-weight structure	G	permanet	0.6	1	1.3	1	1	1

LC1:self-weight structure

trapezoidal load			
distance from start	$q_{k,a}$	load at end	load length
[m]	[kN/m]		[m]
0.000	2.1	2.10	12.366

ULS combinations

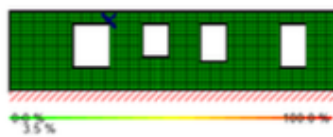
	combination rule
LCO1	1.30/1.00 * LC1

ULS combinations fire

	combination rule
LCO1	1.00/1.00 * LC1

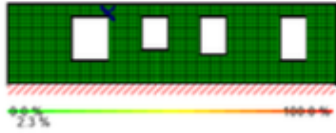
Ultimate limit state (ULS) - design results

utilization rate of shear stress in plane on net section



LCO1							
Id	X	Z	k_{mod}	$f_{p,Netto,k}$	Q	$T_{IP,Net,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
3359	3.75	2.65	0.6	8.0	-0.46	0.11	3 %

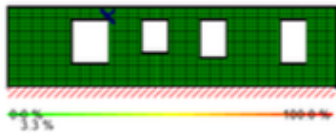
utilization rate of shear stress in plaen of gross section



LCO1

Id	X	Z	k _{mod}	f	Q	τ	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	<small>v,IP,Brutto,k</small> [N/mm ²]	[kN]	<small>IP,Gross,d</small> [N/mm ²]	[%]
3359	3.75	2.65	0.6	3.5	-0.46	0.03	2 %

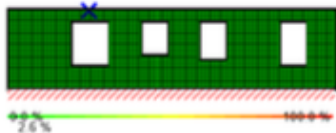
utilization rate of torsional shear stress in face glued surfaces



LCO1

Id	X	Z	k _{mod}	f _{v,IP,T,k}	Q	T _{T,Node,d}	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
3359	3.75	2.65	0.6	2.5	-0.46	0.03	3 %

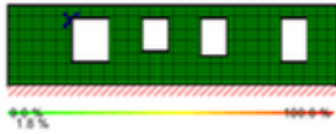
utilization rate of axail force horizontal



LCO1

Id	X	Z	k _{mod}	f _{m,k}	N _{h,max}	M _y	σ _{h,max}	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
3721	3.05	2.95	0.6	24.0	1.0309	0.0000	0.26	3 %

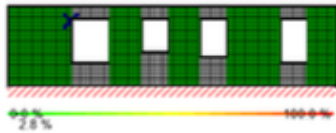
utilization rate of axall force vertical



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{v,max}$	M_y	$\sigma_{v,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
3099	2.35	2.45	0.6	24.0	1.7714	0.0000	0.18	2 %

utilization rate for buckling

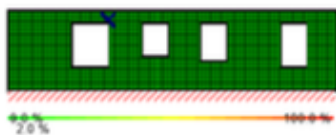


LCO1

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
3099	2.35	2.45	3.0	65	0.1	0.735	8.69	0.18	0.00	3 %

Ultimate limit state (ULS) fire design - results

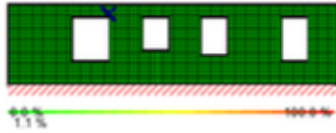
utilization rate of shear stress in plane on net section



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{t,Netto,k}$	Q	$T_{t,Net,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
3359	3.75	2.65	1	8.0	-0.36	0.18	2 %

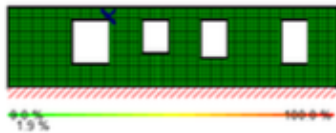
utilization rate of shear stress in plaen of gross section



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,Brutto,k}$	Q	$\tau_{IP,Gross,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
3359	3.75	2.65	1	3.5	-0.36	0.05	1 %

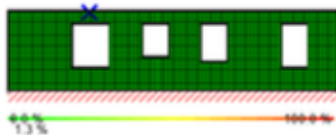
utilization rate of torsional shear stress in face glued surfaces



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,T,k}$	Q	$T_{T,Node,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
3359	3.75	2.65	1	2.5	-0.36	0.05	2 %

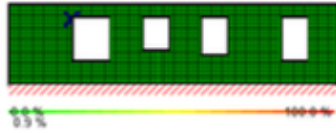
utilization rate of axail force horizontal



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{h,max}$	M_y	$\sigma_{h,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
3721	3.05	2.95	1	24.0	0.7369	0.0000	0.37	1 %

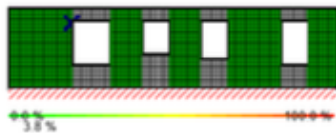
utilization rate of axail force vertical



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{v,max}$	M_y	$\sigma_{v,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
3099	2.35	2.45	1	24.0	1.3623	0.0000	0.23	1 %

utilization rate for buckling



LCO1

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
3099	2.35	2.45	3.0	121	0.1	0.254	24.15	0.23	0.00	4 %

Service limit state design (SLS) - design results

horizontal deformation



LCO1

Id	X	Z	w_{limit}	limit	$v_{h,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
3838	2.45	3	10.0	L/300 = 10.0	0.0096	0.1 %

$$w_{inst} = w[char]$$


LC01

Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
3229	3.05	2.55	0.8	1.4	1/300	4.7	0.0	1 %

$$w_{lin} = w[char] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$



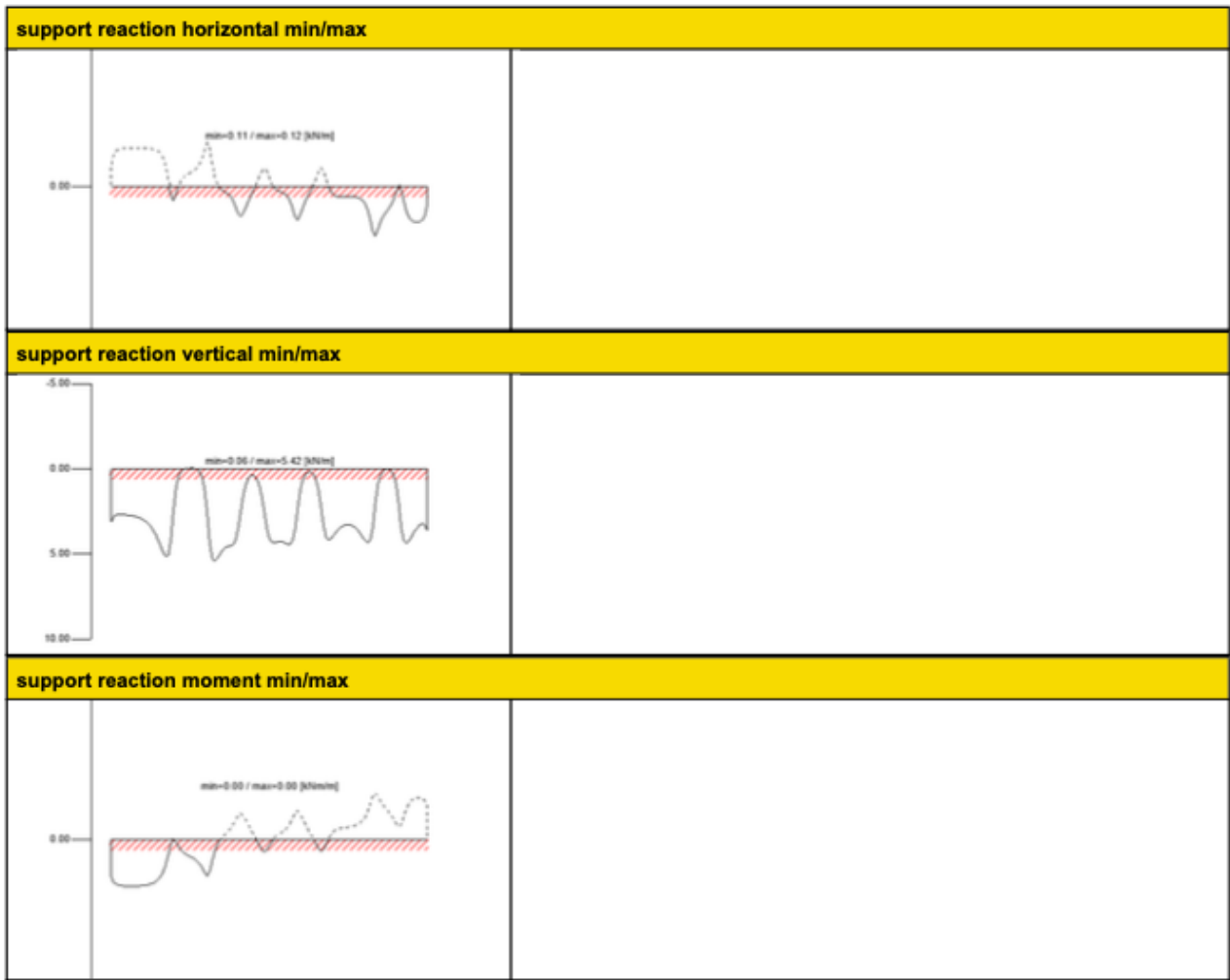
Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
3229	3.05	2.55	0.8	1.4	1/200	7.0	0.1	1 %

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$



Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[m]	[mm]	
3229	3.05	2.55	0.8	1.4	L/250	5.6	0.1	1 %

support reaction



43

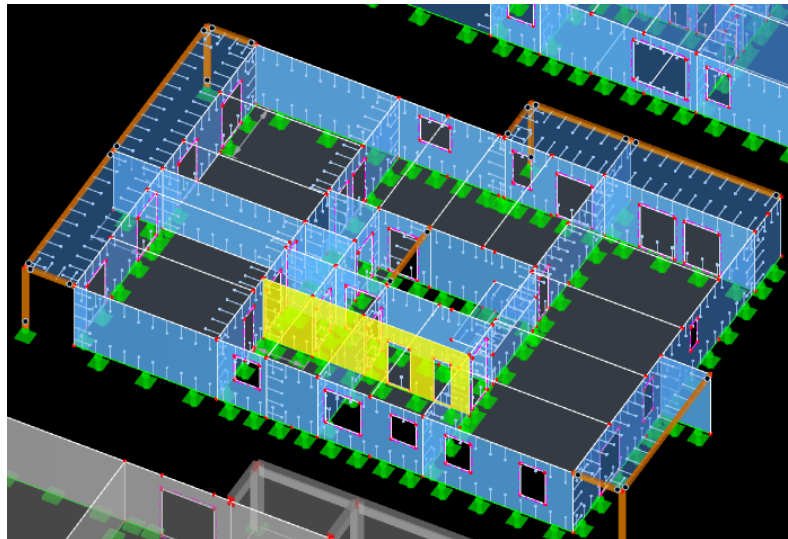
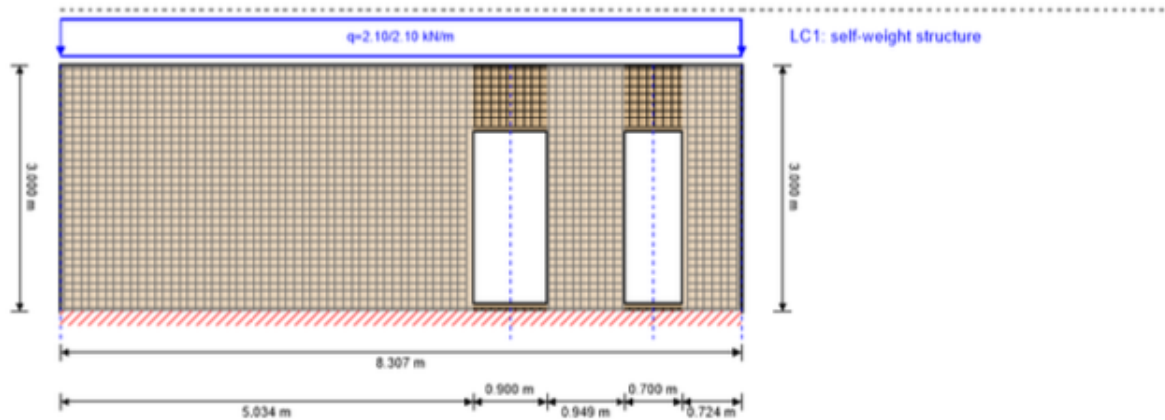


Fig. 8.3 Posizione parete 43

system

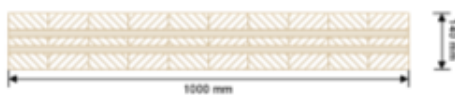


global utilization ratio

2 %

ULS	1 %	ULS fire	2 %	SLS	0 %
-----	-----	----------	-----	-----	-----

section: CLT 140 C5s



layer	thickness	orientation	material
1	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
3	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
4	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
5	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
t_{CLT}	140.0 mm		

section fire: CLT 140 C5s



layer	thickness	orientation	material
1	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
3	18.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
t_{CLT}	78.0 mm		
fire resistance class: R 90	time	90 min	

fire protection layering : 12.5 mm gypsum plasterboard Type F + 40 mm rock wool
gypsum plasterboard Type A (acc. to EN 520)gypsum plasterboard Type F (acc. to EN 520)
Die Steinwolle-Dämmung der Installationsebene muss eine Mindestrohichte von 26 kg/m3 und einen Schmelzpunkt >1000 °C aufweisen.

t _{ch,h}	t _h	t _{a,h}	d _{ta,h}	k ₀	d ₀	d _{char,0,h}	d _{ef,h}
[min]	[min]	[min]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]
29	32	50	26	1	7	55.0	62.0

material values

material	f _{m,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{v,k}	f _{r,k min}	E _{0,mean}	G _{mean}	G _{r,mean}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 spruce ETA (2014)	24.00	14.00	0.35	21.00	2.40	4.00	1.25	12,500.00	690.00	50.00

load

load case groups

	load case category	Typ	duration	Kmod	γ_{inf}	γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LC1	self-weight structure	G	permanet	0.6	1	1.3	1	1	1

LC1:self-weight structure

trapezoidal load			
distance from start	$q_{k,a}$	load at end	load length
[m]	[kN/m]		[m]
0.000	2.1	2.10	8.307

ULS combinations

	combination rule
LCO1	1.30/1.00 * LC1

ULS combinations fire

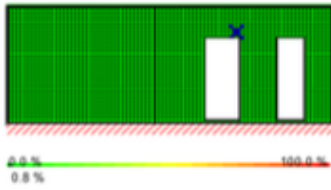
	combination rule
LCO1	1.00/1.00 * LC1

Ultimate limit state (ULS) - design results

utilization rate of shear stress in plane on net section

LCO1							
Id	X	Z	k_{mod}	$f_{tP,Netto,k}$	Q	$T_{tP,Net,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2051	5.85	2.35	0.6	8.0	-0.17	0.04	1 %

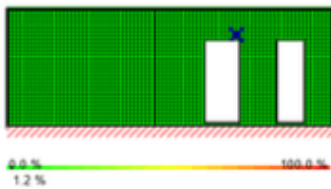
utilization rate of shear stress in plaen of gross section



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,Brutto,k}$	Q	$\tau_{IP,Gross,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2051	5.85	2.35	0.6	3.5	-0.17	0.01	1 %

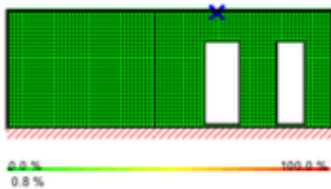
utilization rate of torsional shear stress in face glued surfaces



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,T,k}$	Q	$T_{T,Node,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2051	5.85	2.35	0.6	2.5	-0.17	0.01	1 %

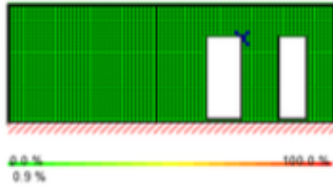
utilization rate of axail force horizontal



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{h,max}$	M_y	$\sigma_{h,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
2544	5.35	2.95	0.6	24.0	0.3179	0.0000	0.08	1 %

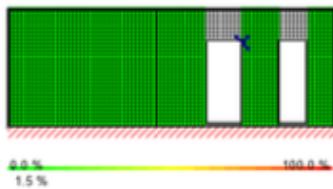
utilization rate of axail force vertical



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{v,max}$	M_y	$\sigma_{v,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
1886	5.95	2.15	0.6	24.0	0.9350	0.0000	0.09	1 %

utilization rate for buckling

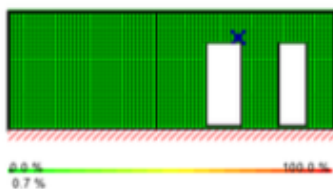


LCO1

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
1886	5.95	2.15	3.0	65	0.1	0.735	8.69	0.09	0.00	1 %

Ultimate limit state (ULS) fire design - results

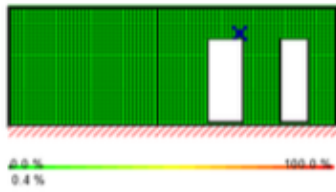
utilization rate of shear stress in plane on net section



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{IP,Netto,k}$	Q	$T_{IP,Net,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2051	5.85	2.35	1	8.0	-0.14	0.07	1 %

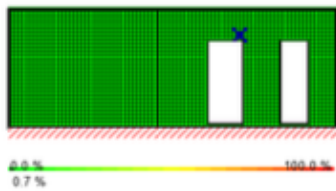
utilization rate of shear stress in plaen of gross section



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	f	Q	τ	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	$f_{v,IP,Brutto,k}$	[kN]	$\tau_{IP,Gross,d}$	[%]
2051	5.85	2.35	1	3.5	-0.14	0.02	0 %

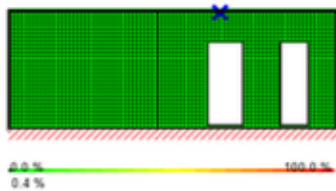
utilization rate of torsional shear stress in face glued surfaces



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,T,k}$	Q	$T_{T,Node,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
2051	5.85	2.35	1	2.5	-0.14	0.02	1 %

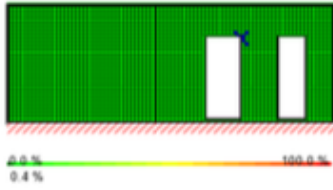
utilization rate of axail force horizontal



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{h,max}$	M_y	$\sigma_{h,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
2544	5.35	2.95	1	24.0	0.2150	0.0000	0.11	0 %

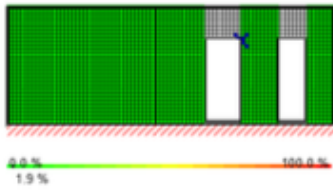
utilization rate of axail force vertical



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{v,max}$	M_y	$\sigma_{v,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
1886	5.95	2.15	1	24.0	0.6901	0.0000	0.12	0 %

utilization rate for buckling

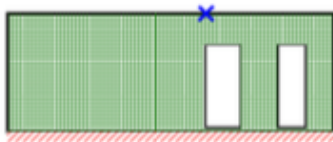


LCO1

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
1886	5.95	2.15	3.0	121	0.1	0.254	24.15	0.12	0.00	2 %

Service limit state design (SLS) - design results

horizontal deformation



LCO1

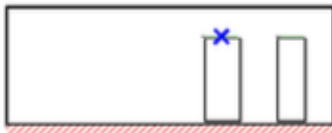
Id	X	Z	w_{limit}	limit	$v_{h,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
2624	5.05	3	10.0	$L/300 = 10.0$	0.0031	0.0 %

$$w_{inst} = w[char]$$


LCO1

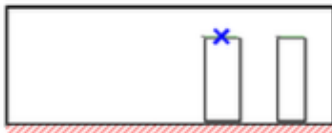
Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
1964	5.45	2.25	0.8	0.9	1/300	3.0	0.0	0 %

$$w_{fin} = w[char] + w[q.p.] * k_{def}$$



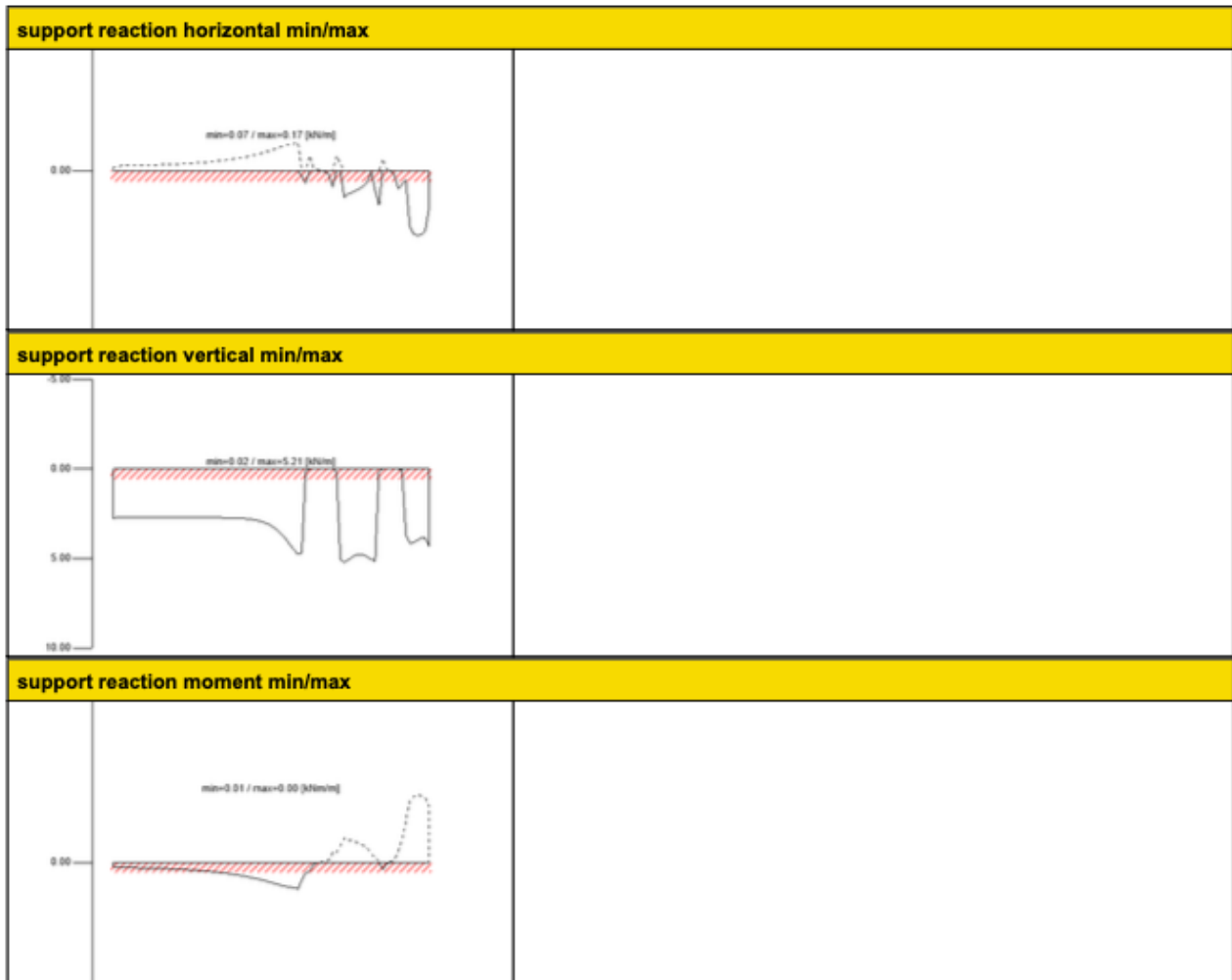
Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
1964	5.45	2.25	0.8	0.9	1/200	4.5	0.0	0 %

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] * k_{def}$$



Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[m]	[mm]	
1964	5.45	2.25	0.8	0.9	L/250	3.6	0.0	0 %

support reaction



Inizialmente sono state utilizzate delle pareti aventi tutte lo stesso spessore di 140 mm; in seguito all'analisi dinamica sono state apportate delle modifiche e sono state definitivamente utilizzate pareti di 160mm per i primi 3 piani, 140mm per i piani 4-6 e 120mm per gli ultimi 3 piani 7-9.

9. Verifiche dei solai in CLT

9.1 Modello di calcolo CLT

Il modello di calcolo adottato è quella di struttura composta con connessione deformabile. Gli strati orientati nella direzione di calcolo del pannello CLT sono connessi in modo cedevole dagli strati ortogonali. Il pannello è calcolato come struttura composta con connessioni deformabile in accordo con l'appendice B della norma EN 1995-1-1 mediante fattori γ dipendenti dallo spessore degli strati ortogonali, dal modulo di taglio a "rolling shear" e dalla lunghezza delle campate, calcolati mediante la teoria di Möhler (pannelli aventi fino a tre strati orientati nella direzione di calcolo) e Shelling (pannelli con più di tre strati orientati nella direzione di calcolo).

La rigidezza efficace viene assunta pari a :

$$EJ_{eff} = \sum_{i=1}^n (E_i J_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$$

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i}{G_{Rd} \frac{b}{d} l_{ref}^2} \right]^{-1}$$

dove

J_i rappresenta il momento di inerzia del generico strato

A_i è l'area del generico strato

a_i è la distanza tra il baricentro dell' i -esimo strato e il baricentro della sezione

l_{ref} è la lunghezza di riferimento della campata

G_{Rd} è il modulo di taglio per rolling shear

Generalmente la lunghezza di riferimento l_{ref} delle campate viene assunta, in funzione dello schema statico, come riportato nella seguente tabella, nella quale la lunghezza effettiva della campata è indicata con l .

Schema statico	Lunghezza di riferimento
Trave in semplice appoggio	$l_{ref} = l$
Campata di una trave continua	$l_{ref} = 0.8 l$
Appoggio interno di una trave continua	$l_{ref} = 0.8 l_{min}$
Trave a sbalzo	$l_{ref} = 2l$

9.2 Verifica di resistenza a flessione

Le verifiche a flessione sono condotte su una fascia di solaio parallela alla direzione di calcolo con riferimento al paragrafo 6.1.6 della norma UNI EN 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione di progetto a flessione

$f_{m,d}$ è la resistenza di progetto a flessione del materiale

9.3 Verifiche di resistenza a taglio

9.3.1 Verifiche di resistenza a taglio negli strati paralleli alla direzione di calcolo

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento al paragrafo 6.1.7 della norma UNI En 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

dove:

$\tau_{v,d}$ è la tensione di progetto a taglio
 $f_{v,d}$ è la resistenza di progetto a taglio

Il valore dello sforzo di taglio di progetto massimo negli strati longitudinali viene valutato con la seguente formula:

$$\tau_{v,d} = \frac{V_d S_{max}}{J_{eff} \cdot b}$$

dove:

V_d è il taglio sollecitante nella sezione di verifica
 S_{max} è il momento statico associato alla massima tensione tagliante
 J_{eff} è il momento di inerzia efficace della sezione trasversale del pannello CLT
 B è la base della sezione trasversale del pannello CLT (si assume $K_{cr}=1$)

9.3.2 Verifiche di resistenza a taglio trasversale (rolling shear)

Le verifiche a taglio trasversale sono condotte con riferimento al paragrafo 6.1.7 della norma UNI EN 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\tau_{R,d}}{f_{v,R,d}} \leq 1$$

dove:

$\tau_{R,d}$ è la tensione di progetto a taglio trasversale
 $f_{v,R,d}$ è la resistenza di progetto a taglio trasversale

Il valore dello sforzo di taglio di progetto massimo negli strati longitudinali viene valutato con la seguente formula:

$$\tau_{R,d} = \frac{V_d S_{R,max}}{J_{eff} \cdot b}$$

dove:

V_d è il taglio sollecitante nella sezione di verifica
 $S_{R,max}$ è il momento statico associato alla massima tensione tagliante
 J_{eff} è il momento di inerzia efficace della sezione trasversale del pannello CLT
 B è la base della sezione trasversale del pannello CLT (si assume $K_{cr}=1$)

9.4 Verifiche di deformazione dei solai (SLE)

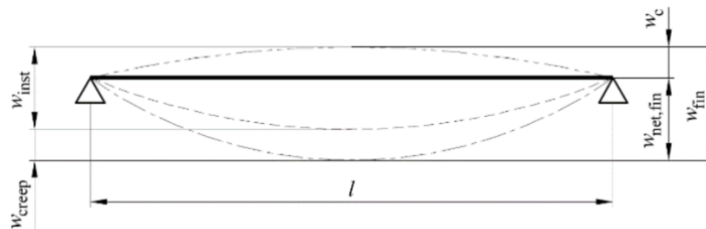
Si verifica che la deformazione della struttura risultante dagli effetti delle azioni e dall'umidità rimanga entro i limiti appropriati. Le verifiche di deformazione sono condotte con riferimento al paragrafo 2.2.3 della UNI EN 1995-1-1.

La freccia netta $w_{net,fin}$ viene assunta come:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c$$

dove:

$w_{net,fin}$ è la freccia finale netta
 w_{inst} è la freccia istantanea
 w_{creep} è la freccia viscoelastica
 w_c è la monta del travetto
 w_{fin} è la freccia finale



I valori limite di freccia sono assunti come riportato nella seguente tabella.

Condizione	w_{ist}	$w_{net,fin}$
Trave su due appoggi	1/300	1/250
Travi a mensola	1/500	1/125

Deformata istantanea

La deformazione istantanea w_{inst} è calcolata per la combinazione rara delle azioni

Deformazione finale

La deformazione finale $w_{net,fin}$ è calcolata considerando che le componenti quasi permanenti delle azioni causano nel tempo una deformazione viscoelastica w_{creep} che può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $(1 + k_{def})$

Per strutture consistenti di elementi, componenti e connessioni aventi lo stesso comportamento viscoelastico e sotto l'assunzione di una correlazione lineare fra le azioni e le deformazioni corrispondenti la deformazione finale w_{fin} , può essere considerata come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + \sum w_{fin,Qi}$$

dove:

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def})$$

$$w_{fin,Q1} = w_{inst,Q1} \cdot (1 + \psi_{2,1} k_{def})$$

$$w_{fin,Qi} = w_{inst,Qi} \cdot (1 + \psi_{2,1} k_{def})$$

per un'azione permanente G

per un'azione variabile principale Q₁

per le azioni variabili secondarie, Q_i (i > 1)

La verifica dei solai in CLT è stata effettuata attraverso il programma “CALCULATIS by Stora Enso” di cui si riportano tutti i risultati.

Per i solai oltre al pannello in CLT si è scelto di inserire una soletta di calcestruzzo ad ogni piano al fine di garantire una maggiore rigidezza della struttura.

Solai piani 1-8

Si riportano di seguito tutte le verifiche sui solai precedentemente descritte:

50-59

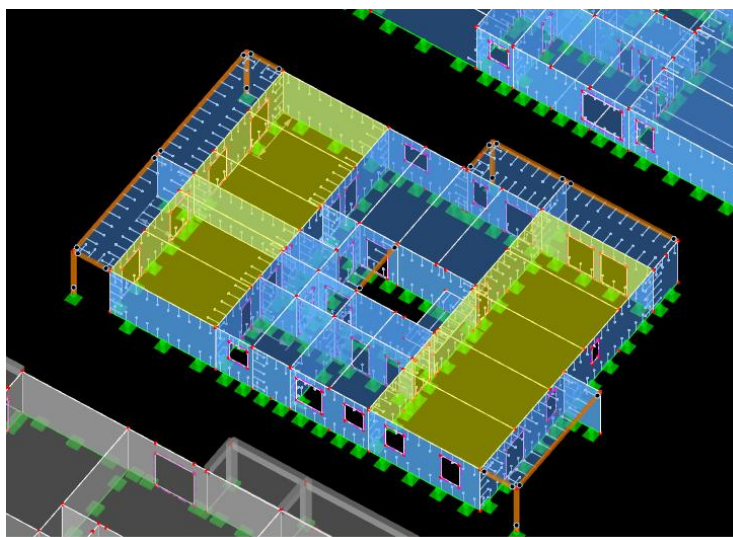
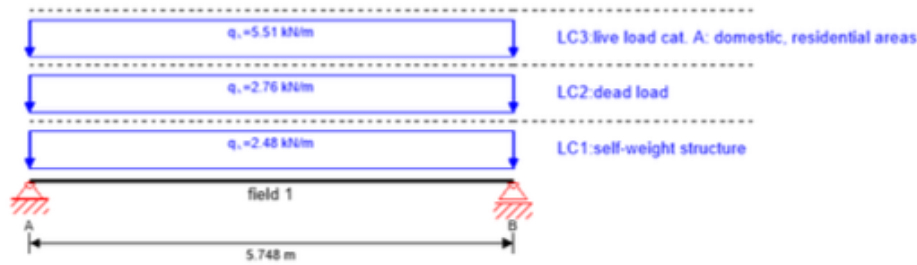


Fig. 9.1 Posizione pannelli solaio 50-59

system



global utilization ratio

ULS	34 %	ULS fire	18 %	SLS	69 %	SLS vibration	89 %	support	3 %	89 %
-----	------	----------	------	-----	------	---------------	------	---------	-----	------

section: CLT 180 L5s

layer	thickness	orientation	material
1	40.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
2	30.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
3	40.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
4	30.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
5	40.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
t_{CLT}	180.0 mm		

section fire: CLT 180 L5s

layer	thickness	orientation	material
1	40.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
2	30.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
3	37.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
t_{CLT}	107.0 mm		
time	90 min		

fire resistance class: R 90

fire protection layering : 15.0 mm gypsum plasterboard Type F + 40 mm rock wool gypsum plasterboard Type A (acc. to EN 520)gypsum plasterboard Type F (acc. to EN 520)

Die Steinwolle-Dämmung der Installationsebene muss eine Mindestrohdichte von 26 kg/m³ und einen Schmelzpunkt >1000 °C aufweisen.

$t_{ch,h}$	$t_{r,h}$	$t_{a,h}$	$d_{is,h}$	k_0	d_0	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$
[min]	[min]	[min]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]
27	27	46	25	1	7	66.0	73.0

material values

material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0,mean}$	G_{mean}	$G_{r,mean}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 spruce ETA (2014)	24.00	14.00	0.35	21.00	2.40	4.00	1.25	12,500.00	690.00	50.00

load

load case groups

	load case category	Typ	duration	Kmod	γ_{inf}	γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LC1	self-weight structure	G	permanet	0.6	1	1.3	1	1	1
LC2	dead load	G	permanet	0.6	1	1.3	1	1	1
LC3	live load cat. A: domestic, residential areas	Q	medium term	0.8	0	1.5	0.7	0.5	0.3

LC1:self-weight structure

continous load	
field	load at start
	[kN/m]
1	2.48

LC2:dead load

continous load	
field	load at start
	[kN/m]
1	2.76

LC3:live load cat. A: domestic, residential areas

continous load	
field	load at start
	[kN/m]
1	5.51

ULS combinations

	combination rule
LCO1	$1.30/1.00 * LC1 + 1.30/1.00 * LC2$
LCO2	$1.30/1.00 * LC1 + 1.30/1.00 * LC2 + 1.50/0.00 * LC3$

ULS combinations fire

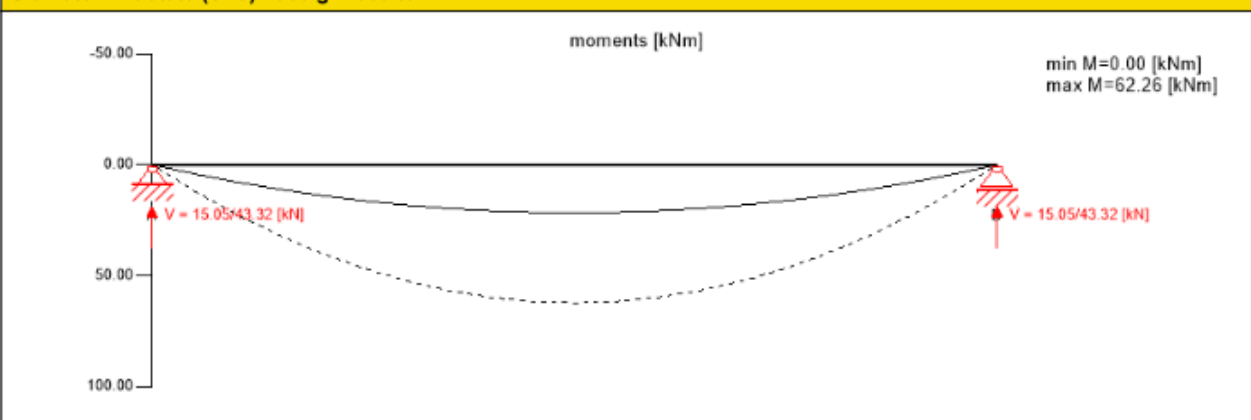
	combination rule
LCO3	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2$
LCO4	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3$

SLS characteristic combination

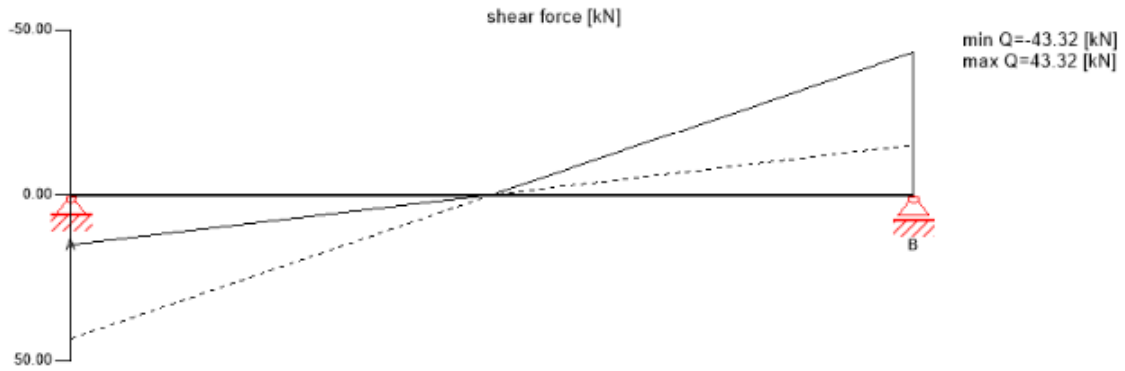
	combination rule
LCO5	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2$
LCO6	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * LC3$

SLS quasi-permanent combination

	combination rule
LCO7	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2$
LCO8	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3$

Ultimate limit state (ULS) - design results

Ultimate limit state (ULS) - design results



ULS flexural design

field	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
1	2.87	24.00	1.45	0.80	1.10	14.57	62.26	-4.98	34 %	LCO2

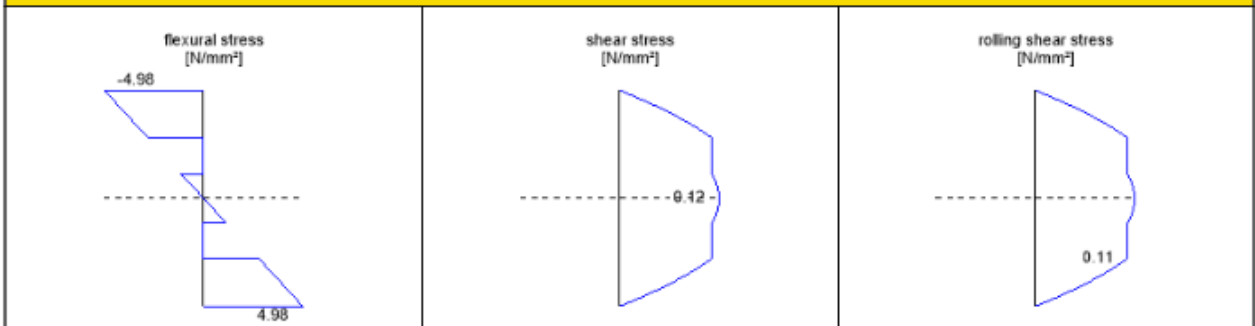
ULS shear analysis

field	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	5.75	4.00	1.45	0.80	2.21	-43.32	0.12	5 %	LCO2

ULS rolling shear

field	dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	5.75	1.15	1.45	0.80	0.63	-43.32	0.11	17 %	LCO2

stress diagram



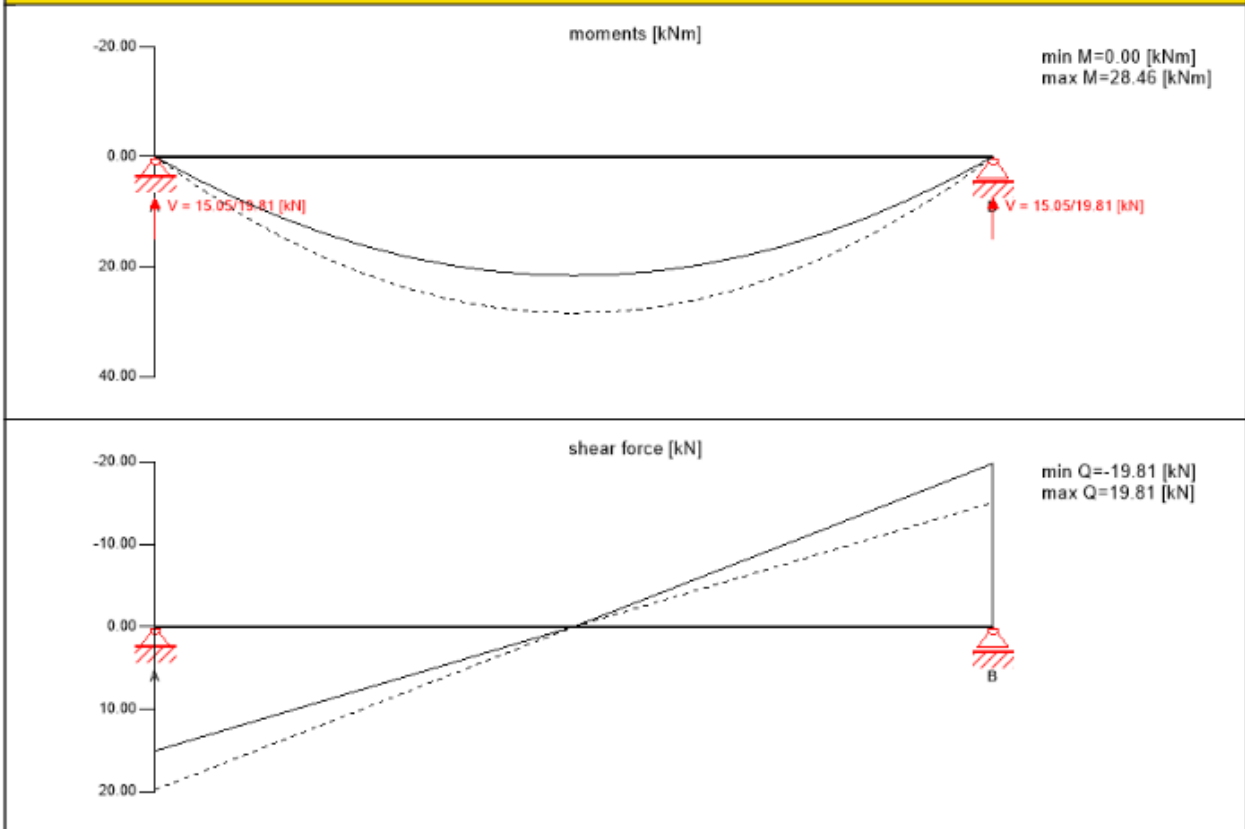
flexural stress analysis

$M_{y,d}$ =	62.26 kNm	$f_{m,k}$ =	24.00 N/mm ²	
$N_{t,d}$ =	0.00 kN	γ_m =	1.45 -	
		k_{mod} =	0.80 -	
		$k_{sys,y}$ =	1.10 -	
		k_{hm} =	1.00 -	
		k_i =	1.00 -	
$\sigma_{t,d}$ =	0.00 N/mm ²	$f_{t,d}$ =	7.72 N/mm ²	
$\sigma_{m,y,d}$ =	-4.98 N/mm ²	$f_{m,y,d}$ =	14.57 N/mm ²	✓
utilization ratio				34 %

shear stress analysis			
$V_d =$	-	kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm ²
	43.32		$\gamma_m = 1.45$
$T_{v,d} =$	0.12	N/mm ²	$k_{mod} = 0.80$
	<		$f_{v,d} = 2.21$ N/mm ² ✓
utilization ratio			5 %

rolling shear analysis			
$V_d =$	-43.32	kN	$f_{r,k} = 1.15$ N/mm ²
			$\gamma_m = 1.45$ -
$T_{r,d} =$	0.11	N/mm ²	$k_{mod} = 0.80$ -
	<		$f_{r,d} = 0.63$ N/mm ² ✓
utilization ratio			17 %

Ultimate limit state (ULS) fire design - results



ULS fire flexural design

field	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fl}	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
1	2.87	24.00	1.00	1.00	1.10	1.15	30.36	28.46	5.60	18 %	LCO4

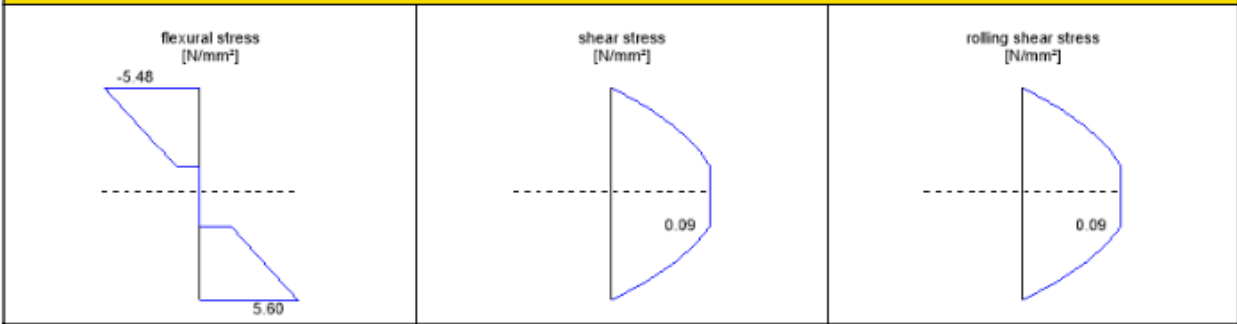
ULS fire shear analysis

field	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fl}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	5.75	4.00	1.00	1.00	1.15	4.60	-19.81	0.09	2 %	LCO4

ULS fire rolling shear

field	dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fl}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	5.75	1.15	1.00	1.00	1.15	1.32	-19.81	0.09	7 %	LCO4

stress diagram



flexural stress analysis fire

$M_{y,d} =$	28.46 kNm	$f_{m,k} =$	24.00 N/mm ²
$N_{t,d} =$	0.00 kN	$\gamma_m =$	1.00 -
		$k_{mod} =$	1.00 -
		$k_{sys,y} =$	1.10 -
		$k_{flm} =$	1.00 -
		$k_i =$	1.00 -
		$k_{\beta} =$	1.15 -
$\sigma_{t,d} =$	0.00 N/mm ²	$f_{t,d} =$	16.10 N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	5.60 N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	30.36 N/mm ²
			✓
utilization ratio			18 %

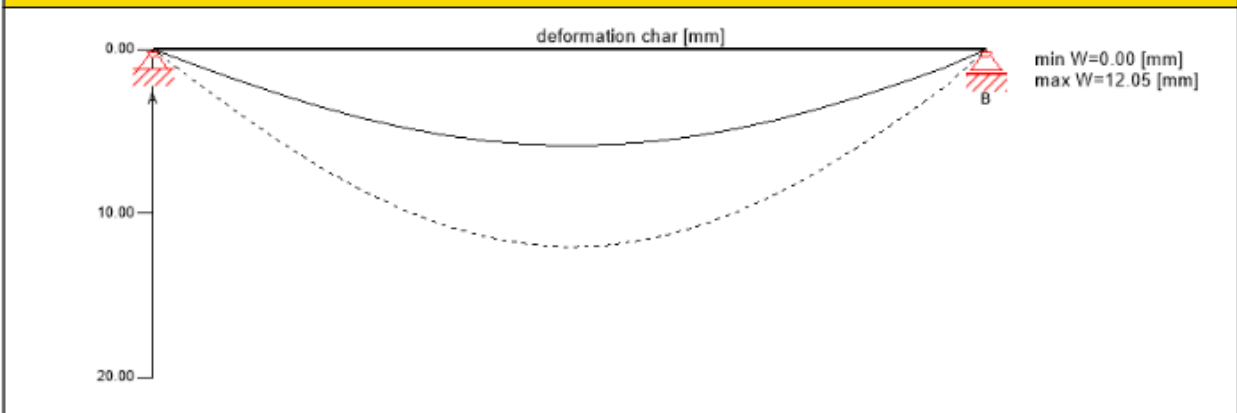
shear stress analysis fire

$V_d =$	- kN	$f_{v,k} =$	4.00 N/mm ²
	19.81	$\gamma_m =$	1.00
		$k_{mod} =$	1.00
		$k_{\beta} =$	1.15
$T_{v,d} =$	0.09 N/mm ²	$f_{v,d} =$	4.60 N/mm ²
			✓
utilization ratio			2 %

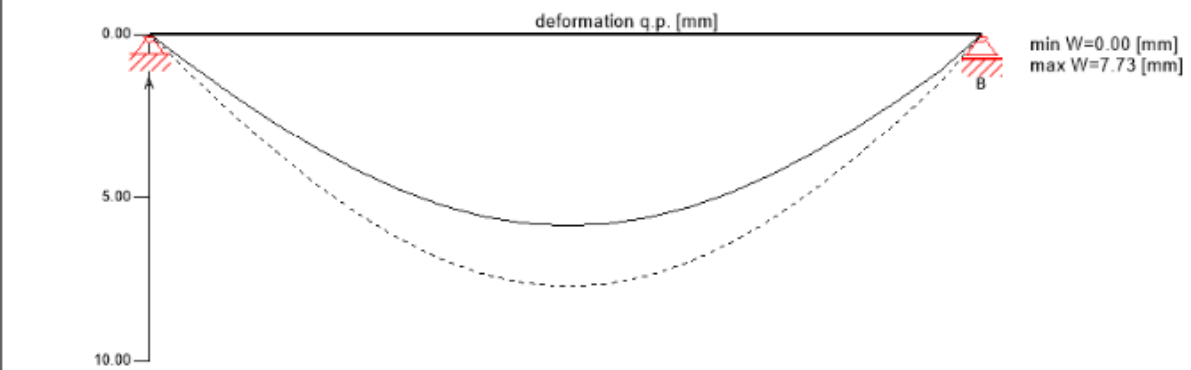
rolling shear analysis fire

$V_d =$	-19.81 kN	$f_{r,k} =$	1.15 N/mm ²
		$\gamma_m =$	1.00 -
		$k_{mod} =$	1.00 -
		$k_{\beta} =$	1.15 -
$T_{r,d} =$	0.09 N/mm ²	$f_{r,d} =$	1.32 N/mm ²
			✓
utilization ratio			7 %

Service limit state design (SLS) - design results



Service limit state design (SLS) - design results



$w_{inst} = w[char]$

field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	1	L/300	19.2	12.1	63 %

$w_{fin} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}$

field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	1	L/200	28.7	19.8	69 %

$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}$

field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	1	L/250	23.0	15.5	67 %

vibration analysis

general			
total mass		8.42	[t]
tributary width		3.5	[m]
stiffness longitudinal direction		14060.7	[kNm ²]
stiffness cross direction		2688.8	[kNm ²]
modal damping		4.0	[%]
α		0.1	[-]
man weight		700.0	[N]
modal mass		2527.8	[kg]

analysis				
criterion	calc.	class II	class II	cl. II
frequency criterion min	6.728 [Hz]	4.5 [Hz]	67 %	✓
frequency criterion	6.728 [Hz]	6.0 [Hz]	89 %	✓
acceleration criterion	0.094 [m/s ²]	0.1 [m/s ²]	94 %	✓
stiffness criterion	0.081 [mm]	0.5 [mm]	16 %	✓

support design

nr.	type	width	area	k_{mod}	γ_m	$k_{c,90,k}$	$f_{c,k}$	$f_{c,d}$	V_{max}	V_{min}	$\sigma_{c,d}$		ratio
		[mm]	[cm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]		
A	rigid plate	200	6341.10	0.80	1.45	1.50	2.40	1.99	43.32	0.00	0.07	LCO2	3 %
B	rigid plate	200	6341.10	0.80	1.45	1.50	2.40	1.99	43.32	0.00	0.07	LCO2	3 %

support reaction

load case category	k_{mod}	A_V	B_V
		[kN]	
self-weight structure	0.6	7.13	7.13
dead load	0.6	7.92	7.92

support reaction			
load case category	k_{mod}	A_v	B_v
		[kN]	
		7.92	7.92
live load cat. A: domestic, residential areas	0.8	15.84	15.84
		0.00	0.00

reference documents for this analysis	
English title	description
EN 338	EN 338 - Structural timber — Strength classes
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
ETA-14/0349	European Technical Assessment ETA-14/0349 of 02.10.2014
Expertise Rolling shear - no edge gluing, H.J. Blass	Expertise on Rolling shear for CLT
EN 1995-1-2	EN 1995-1-2 - Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design
EN 1990	EN 1990 - Eurocode — Basis of structural design
DM08	NTC2008 - Italian standards for structural design of buildings and constructions - D.M. 14 Gennaio 2008
CNR DT206	CNR-DT 206/2007: Recommendations for the design and execution of timber structures
Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe	Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe; publishes by SP Technical Research Institute of Sweden
National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12	ÖNORM EN 1995-1-2 - National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12
UNI EN 1995-1-2_NA	UNI EN 1995-1-2 - Italy - National Annex - Eurocode 5: Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design — National specifications concerning UNI EN 1995-1-2, national comments and national supplements
UNI EN 1995-1-1_NA	UNI EN 1995-1-1 - Italy - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
Expertise Rolling shear, H.J. Blass	Expertise on rolling shear strength and rolling shear modulus of CLT panels
ÖNORM EN 1995-1-1_NA, chapter 7.3	ÖNORM EN 1995-1-1 - Austria - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General-Common rules and rules for buildings; chapter 7.3

62

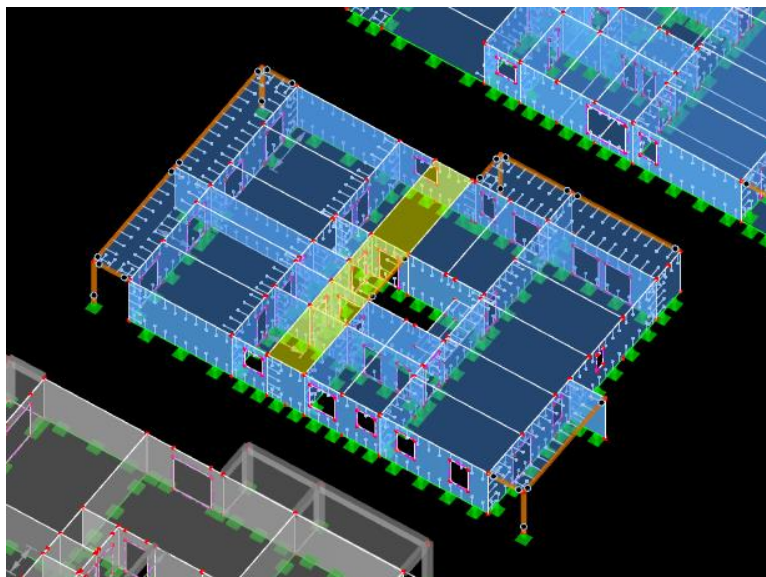
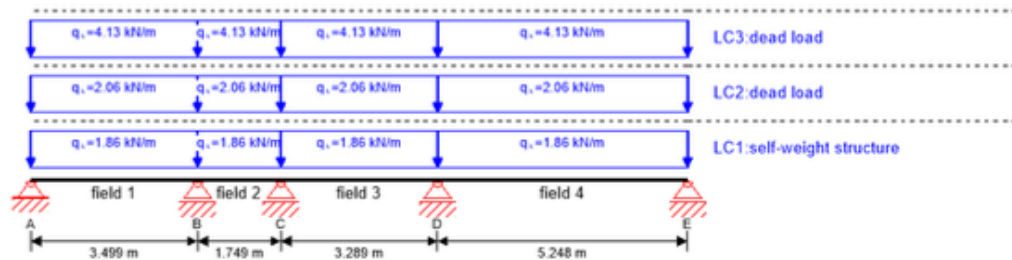


Fig. 9.2 Posizione pannelli solaio 62

system



global utilization ratio						97 %			
ULS	25 %	ULS fire	18 %	SLS	51 %	SLS vibration	97 %	support	4 %

section: CLT 180 L5s

	layer	thickness	orientation	material
	1	40.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
	2	30.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
	3	40.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
	4	30.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)
	5	40.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)
t_{CLT}		180.0 mm		

section fire: CLT 180 L5s

	layer	thickness	orientation	material				
	1	40.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)				
	2	30.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2014)				
		3	37.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2014)			
t_{CLT}		107.0 mm						
fire resistance class:R 90		time	90 min					
fire protection layering : 15.0 mm gypsum plasterboard Type F + 40 mm rock wool gypsum plasterboard Type A (acc. to EN 520)/gypsum plasterboard Type F (acc. to EN 520) Die Steinwolle-Dämmung der Installationsebene muss eine Mindestrohichte von 26 kg/m3 und einen Schmelzpunkt >1000 °C aufweisen.								
t_{ch,h}	t_{r,h}	t_{a,h}	d_{0,h}	k₀	d₀	d_{char,0,h}	d_{ef,h}	
[min]	[min]	[min]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	
27	27	46	25	1	7	66.0	73.0	

material values

material	f _{m,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{v,k}	f _{r,k min}	E _{0,mean}	G _{mean}	G _{r,mean}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 spruce ETA (2014)	24.00	14.00	0.35	21.00	2.40	4.00	1.25	12,500.00	690.00	50.00

load

load case groups

	load case category	Typ	duration	Kmod	γ _{inf}	γ _{sup}	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
LC1	self-weight structure	G	permanet	0.6	1	1.3	1	1	1
LC2	dead load	G	permanet	0.6	1	1.3	1	1	1
LC3	dead load	G	permanet	0.6	1	1.3	1	1	1

LC1:self-weight structure

continous load	
field	load at start
	[kN/m]
1	1.86
2	1.86
3	1.86
4	1.86

LC2:dead load

continous load	
field	load at start
	[kN/m]
1	2.06
2	2.06
3	2.06
4	2.06

LC3:dead load

continous load	
field	load at start
	[kN/m]
1	4.13
2	4.13
3	4.13
4	4.13

ULS combinations

	combination rule
LCO1	$1.30/1.00 * LC1 + 1.30/1.00 * LC2 + 1.30/1.00 * LC3$

ULS combinations fire

	combination rule
LCO2	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/1.00 * LC3$

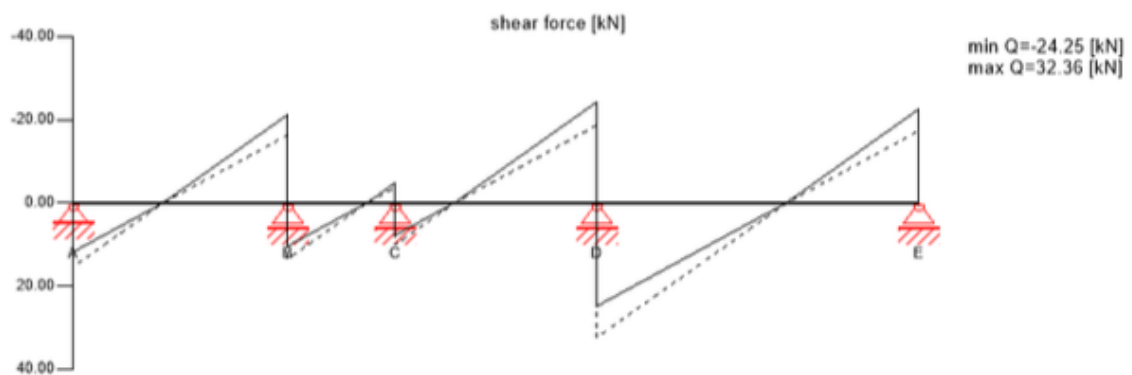
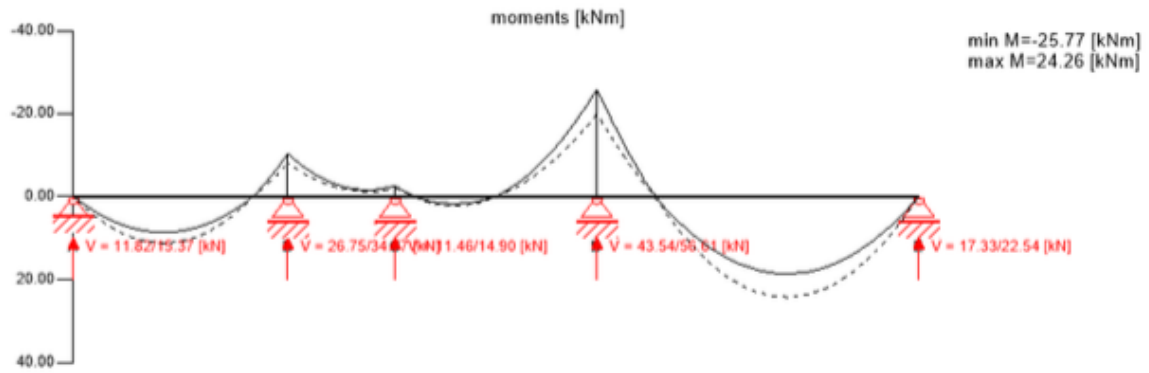
SLS characteristic combination

	combination rule
LCO3	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/1.00 * LC3$

SLS quasi-permanent combination

	combination rule
LCO4	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/1.00 * LC3$

Ultimate limit state (ULS) - design results



ULS flexural design

field	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
1	1.4	24.00	1.45	0.60	1.10	10.92	11.26	-1.20	11 %	LCO1
2	0.0	24.00	1.45	0.60	1.10	10.92	-10.26	1.10	10 %	LCO1
3	3.29	24.00	1.45	0.60	1.10	10.92	-25.77	2.75	25 %	LCO1
4	0.0	24.00	1.45	0.60	1.10	10.92	-25.77	2.75	25 %	LCO1

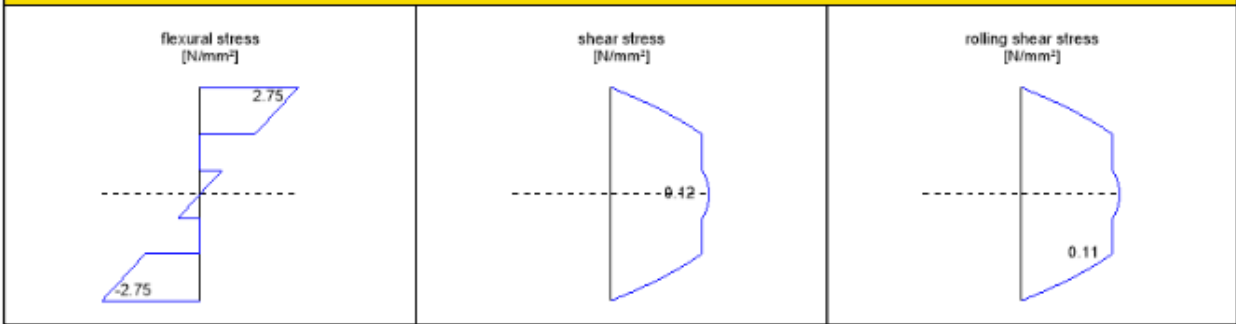
ULS shear analysis

field	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	3.5	4.00	1.45	0.60	1.66	-21.23	0.08	5 %	LCO1
2	0.0	4.00	1.45	0.60	1.66	13.54	0.05	3 %	LCO1
3	3.29	4.00	1.45	0.60	1.66	-24.25	0.09	5 %	LCO1
4	0.0	4.00	1.45	0.60	1.66	32.36	0.12	7 %	LCO1

ULS rolling shear

field	dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	3.5	1.15	1.45	0.60	0.48	-21.23	0.07	15 %	LCO1
2	0.0	1.15	1.45	0.60	0.48	13.54	0.05	9 %	LCO1
3	3.29	1.15	1.45	0.60	0.48	-24.25	0.08	17 %	LCO1
4	0.0	1.15	1.45	0.60	0.48	32.36	0.11	23 %	LCO1

stress diagram



flexural stress analysis

$M_{y,d} =$	-25.77 kNm	$f_{m,k} =$	24.00 N/mm ²
$N_{t,d} =$	0.00 kN	$\gamma_m =$	1.45 -
		$k_{mod} =$	0.60 -
		$k_{sys,y} =$	1.10 -
		$k_{hm} =$	1.00 -
		$k_f =$	1.00 -
$\sigma_{t,d} =$	0.00 N/mm ²	$f_{t,d} =$	5.79 N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	2.75 N/mm ² <	$f_{m,y,d} =$	10.92 N/mm ² ✓

utilization ratio

25 %

shear stress analysis

$V_d =$	32.36 kN	$f_{v,k} =$	4.00 N/mm ²
		$\gamma_m =$	1.45
		$k_{mod} =$	0.60
$\tau_{v,d} =$	0.12 N/mm ² <	$f_{r,d} =$	1.66 N/mm ² ✓

utilization ratio

7 %

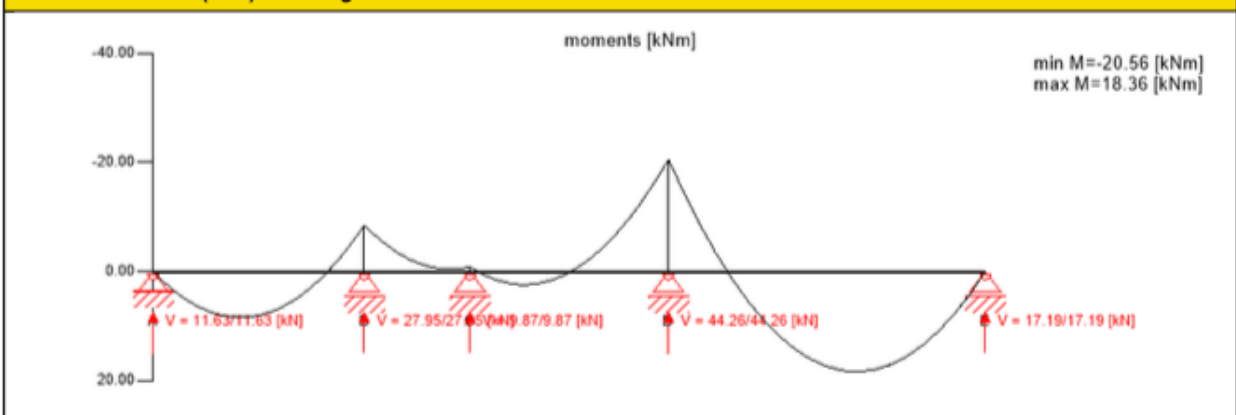
rolling shear analysis

$V_d =$	32.36 kN	$f_{r,k} =$	1.15 N/mm ²
		$\gamma_m =$	1.45 -
		$k_{mod} =$	0.60 -
$\tau_{r,d} =$	0.11 N/mm ² <	$f_{r,d} =$	0.48 N/mm ² ✓

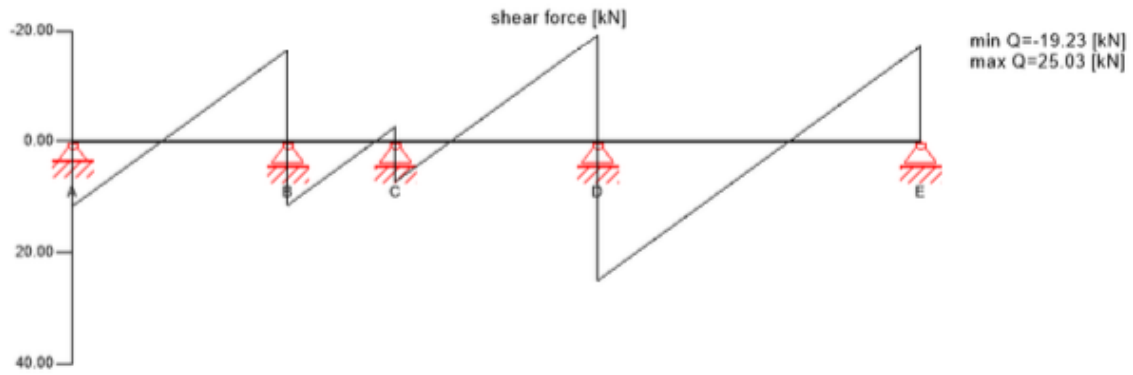
utilization ratio

23 %

Ultimate limit state (ULS) fire design - results



Ultimate limit state (ULS) fire design - results



ULS fire flexural design

field	dist. [m]	$f_{m,k}$ [N/mm ²]	γ_m [-]	k_{mod} [-]	$k_{sys,y}$ [-]	k_{fl} [-]	$f_{m,y,d}$ [N/mm ²]	$M_{y,d}$ [kNm]	$\sigma_{m,y,d}$ [N/mm ²]	ratio	
1	3.5	24.00	1.00	1.00	1.10	1.15	30.36	-8.54	-2.24	7 %	LCO2
2	0.0	24.00	1.00	1.00	1.10	1.15	30.36	-8.54	-2.24	7 %	LCO2
3	3.29	24.00	1.00	1.00	1.10	1.15	30.36	-20.56	-5.40	18 %	LCO2
4	0.0	24.00	1.00	1.00	1.10	1.15	30.36	-20.56	-5.40	18 %	LCO2

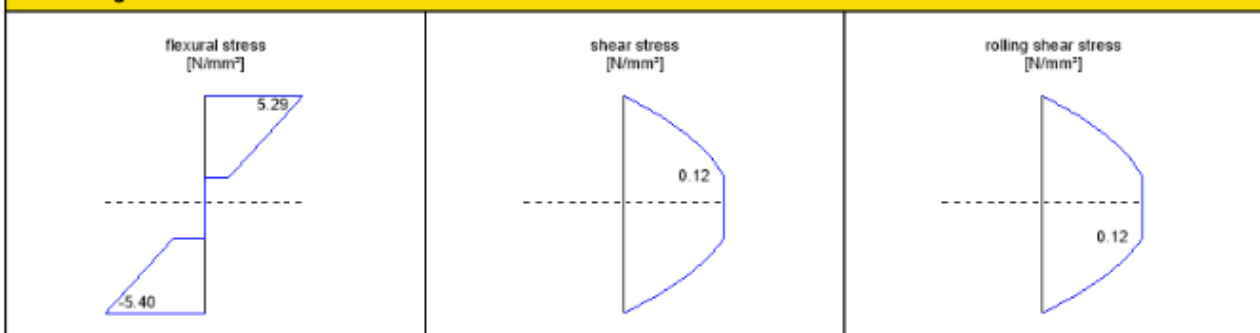
ULS fire shear analysis

field	dist. [m]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	γ_m [-]	k_{mod} [-]	k_{fl} [-]	$f_{v,d}$ [N/mm ²]	V_d [kN]	$\tau_{v,d}$ [N/mm ²]	ratio	
1	3.5	4.00	1.00	1.00	1.15	4.60	-16.52	0.11	2 %	LCO2
2	0.0	4.00	1.00	1.00	1.15	4.60	11.44	0.07	2 %	LCO2
3	3.29	4.00	1.00	1.00	1.15	4.60	-19.23	0.12	3 %	LCO2
4	0.0	4.00	1.00	1.00	1.15	4.60	25.03	0.16	3 %	LCO2

ULS fire rolling shear

field	dist. [m]	$f_{r,k}$ [N/mm ²]	γ_m [-]	k_{mod} [-]	k_{fl} [-]	$f_{r,d}$ [N/mm ²]	V_d [kN]	$\tau_{r,d}$ [N/mm ²]	ratio	
1	3.5	1.15	1.00	1.00	1.15	1.32	-16.52	0.11	8 %	LCO2
2	0.0	1.15	1.00	1.00	1.15	1.32	11.44	0.07	6 %	LCO2
3	3.29	1.15	1.00	1.00	1.15	1.32	-19.23	0.12	9 %	LCO2
4	0.0	1.15	1.00	1.00	1.15	1.32	25.03	0.16	12 %	LCO2

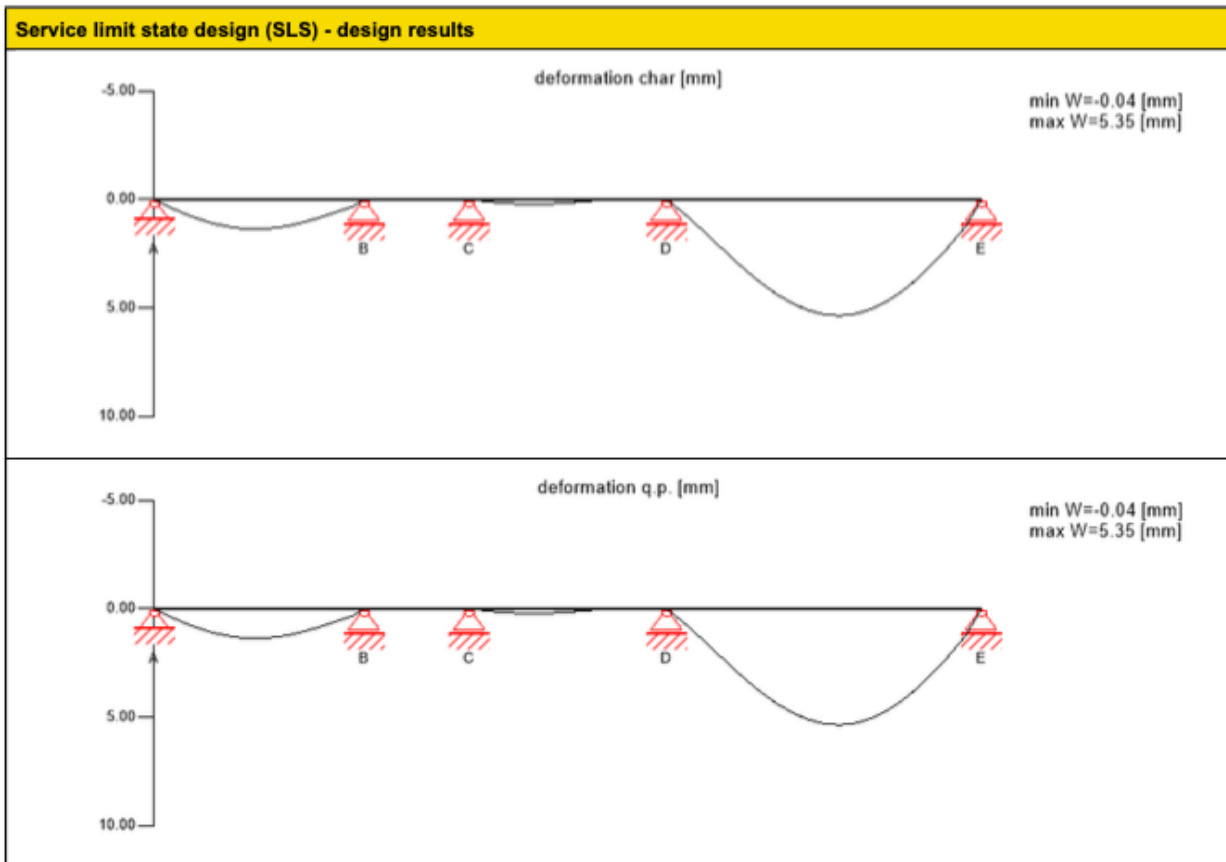
stress diagram



flexural stress analysis fire							
$M_{y,d}$	=	-20.56	kNm	$f_{m,k}$	=	24.00	N/mm ²
$N_{t,d}$	=	0.00	kN	γ_m	=	1.00	-
				K_{mod}	=	1.00	-
				$k_{sys,y}$	=	1.10	-
				k_{hm}	=	1.00	-
				k_i	=	1.00	-
				k_{α}	=	1.15	-
$\sigma_{t,d}$	=	0.00	N/mm ²	$f_{t,d}$	=	16.10	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d}$	=	-5.40	N/mm ²	$f_{m,y,d}$	=	30.36	N/mm ²
			<				✓
utilization ratio						18 %	

shear stress analysis fire							
V_d	=	25.03	kN	$f_{v,k}$	=	4.00	N/mm ²
				γ_m	=	1.00	-
				K_{mod}	=	1.00	-
				k_{α}	=	1.15	-
$\tau_{v,d}$	=	0.16	N/mm ²	$f_{v,d}$	=	4.60	N/mm ²
			<				✓
utilization ratio						3 %	

rolling shear analysis fire							
V_d	=	25.03	kN	$f_{r,k}$	=	1.15	N/mm ²
				γ_m	=	1.00	-
				K_{mod}	=	1.00	-
				k_{α}	=	1.15	-
$\tau_{r,d}$	=	0.16	N/mm ²	$f_{r,d}$	=	1.32	N/mm ²
			<				✓
utilization ratio						12 %	



$w_{inst} = w[char]$					
field	K_{def}	limit	w_{lim}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	1	L/300	11.7	1.4	12 %

w _{inst} = w[char]					
field	K _{def}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
2	1	L/300	5.8	0.0	1 %
3	1	L/300	11.0	0.2	2 %
4	1	L/300	17.5	5.4	31 %

w _{lin} = w[char] + w[q.p.]*kdef					
field	K _{def}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	1	L/200	17.5	2.7	16 %
2	1	L/200	8.7	0.1	1 %
3	1	L/200	16.4	0.4	3 %
4	1	L/200	26.2	10.7	41 %

w _{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*kdef					
field	K _{def}	limit	w _{limit}	w _{calc.}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	1	L/250	14.0	2.7	19 %
2	1	L/250	7.0	0.1	1 %
3	1	L/250	13.2	0.4	3 %
4	1	L/250	21.0	10.7	51 %

vibration analysis						
general						
total mass			75.51	[t]		
tributary width			3.2	[m]		
stiffness longitudinal direction			10526.4	[kNm ²]		
stiffness cross direction			2013.1	[kNm ²]		
modal damping			4.0	[%]		
α			0.0	[-]		
man weight			700.0	[N]		
modal mass			3261.8	[kg]		
analysis						
critereon	calc.	class I	class II	class I	class II	
frequency criterion min	8.219 [Hz]	4.5 [Hz]	4.5 [Hz]	55 %	55 %	✓
frequency criterion	8.219 [Hz]	8.0 [Hz]	6.0 [Hz]	97 %	73 %	✓
acceleration criterion	0.04 [m/s ²]	0.05 [m/s ²]	0.1 [m/s ²]	80 %	40 %	✓
stiffness criterion	0.091 [mm]	0.25 [mm]	0.5 [mm]	36 %	18 %	✓

support design													
nr.	type	width	area	k _{mod}	γ _m	k _{c,90,k}	f _{c,k}	f _{c,d}	V _{max}	V _{min}	σ _{c,d}		ratio
		[mm]	[cm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]		
A	rigid plate	300	6811.20	0.60	1.45	1.50	2.40	1.49	15.37	0.00	0.02	LCO1	2 %
B	rigid plate	300	7430.40	0.60	1.45	1.80	2.40	1.79	34.77	0.00	0.05	LCO1	3 %
C	rigid plate	300	7430.40	0.60	1.45	1.80	2.40	1.79	14.90	0.00	0.02	LCO1	1 %
D	rigid plate	300	7430.40	0.60	1.45	1.80	2.40	1.79	56.61	0.00	0.08	LCO1	4 %
E	rigid plate	300	6811.20	0.60	1.45	1.50	2.40	1.49	22.54	0.00	0.03	LCO1	2 %

support reaction						
load case category	k _{mod}	A _v	B _v	C _v	D _v	E _v
self-weight structure	0.6	2.73	6.18	2.65	10.05	4.00
		2.73	6.18	2.65	10.05	4.00
dead load	0.6	3.03	6.85	2.93	11.15	4.44
		3.03	6.85	2.93	11.15	4.44
dead load	0.6	6.06	13.72	5.88	22.34	8.89
		6.06	13.72	5.88	22.34	8.89

reference documents for this analysis	
English title	description
EN 338	EN 338 - Structural timber — Strength classes

10. Verifica travi in legno

10.1 Verifiche di resistenza a flessione

Le verifiche a flessione sono condotte con riferimento al paragrafo 6.3.3 della norma UNI EN 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione di progetto a flessione

$f_{m,d}$ è la resistenza di progetto a flessione

k_{crit} è un coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale

Il coefficiente k_{crit} è assunto pari a 1 per travi in cui lo spostamento laterale del bordo compresso sia impedito sull'intera lunghezza e la rotazione torsionale sia impedita agli appoggi. Diversamente, il coefficiente viene determinato secondo la seguente espressione:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 \leq \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

In cui la snellezza relativa, $\lambda_{rel,m}$ è assunto pari a:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

$\sigma_{m,crit}$ è la tensione critica a flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità assunta pari a:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{eff} W_y}$$

dove:

$E_{0,05}$ è il valore di quinto percentile del modulo di elasticità parallelo alla fibratura;

$G_{0,05}$ è il valore di quinto percentile del modulo di taglio parallelo alla fibratura;

I_z è il momento di inerzia intorno all'asse debole z

I_{tor} è il momento torsionale di inerzia

l_{eff} è la lunghezza efficace della trave in funzione delle condizioni di appoggio e della configurazione di carico

W_y è il modulo della sezione intorno all'asse forte y

10.2 Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento al paragrafo 6.1.7 della norma UNI EN 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

dove :

τ_d è la tensione di progetto a taglio
 $f_{v,d}$ è la resistenza di progetto a taglio

Per la verifica della resistenza a taglio gli elementi sottoposti a flessione, l'influenza delle fessurazioni è tenuta in conto utilizzando una larghezza efficace dell'elemento dato da:

$$b_{eff} = k_{cr} \cdot b$$

dove:

b_{eff} è la larghezza della sezione della trave

Si utilizzano i seguenti valori del coefficiente k_{cr}

$k_{cr} = 0,67$ per legno massiccio e per legno lamellare incollato

Il valore dello sforzo di taglio di progetto sollecitante massimo in una sezione rettangolare viene valutato con la seguente formula:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{k_{cr} \cdot A}$$

dove :

A è l'area della sezione trasversale della trave

10.3 Verifiche di deformazione delle travi (SLE)

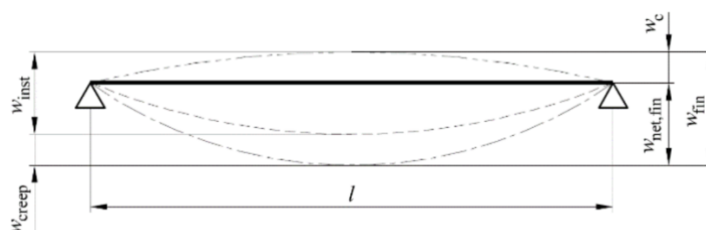
Si verifica che la deformazione della struttura risultante dagli effetti delle azioni e dall'umidità rimanga entro i limiti appropriati. Le verifiche di deformazione sono condotte con riferimento al paragrafo 2.2.3 della UNI EN 1995-1-1.

La freccia netta $w_{net,fin}$ viene assunta come:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c$$

dove:

$w_{net,fin}$ è la freccia finale netta
 w_{inst} è la freccia istantanea
 w_{creep} è la freccia viscoelastica
 w_c è la montata del travetto
 w_{fin} è la freccia finale



I valori limite di freccia sono assunti come riportato nella seguente tabella.

Condizione	w_{ist}	$w_{net,fin}$
Trave su due appoggi	1/300	1/250
Travi a mensola	1/500	1/125

Deformata istantanea

La deformazione istantanea w_{inst} è calcolata per la combinazione rara delle azioni

Deformazione finale

La deformazione finale $w_{net,fin}$ è calcolata considerando che le componenti quasi permanenti delle azioni causano nel tempo una deformazione viscoelastica w_{creep} che può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $(1 + k_{def})$

Per strutture consistenti di elementi, componenti e connessioni aventi lo stesso comportamento viscoelastico e sotto l'assunzione di una correlazione lineare fra le azioni e le deformazioni corrispondenti la deformazione finale w_{fin} , può essere considerata come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + \sum w_{fin,Qi}$$

dove:

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def})$$

per un'azione permanente G

$$w_{fin,Q1} = w_{inst,Q1} \cdot (1 + \psi_{2,1} k_{def})$$

per un'azione variabile principale Q₁

$$w_{fin,Qi} = w_{inst,Qi} \cdot (1 + \psi_{2,1} k_{def})$$

per le azioni variabili secondarie, Q_i (i > 1)

11. Verifiche pilastri in legno

11.1 Verifiche di instabilità

Le verifiche ad instabilità dei pilastri sono state condotte con riferimento a quanto riportato al paragrafo 6.3.2 della norma UNI EN 1995-1-1.

Le norme raccomandano che i rapporti di snellezza relativa siano assunti come:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

e

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

dove :

λ_y e $\lambda_{rel,y}$ sono i rapporti di snellezza corrispondenti alla flessione intorno all'asse y (freccia in direzione z)

λ_z e $\lambda_{re,z}$ sono i rapporti di snellezza corrispondenti alla flessione intorno all'asse z (freccia in direzione y)

Si raccomanda che le tensioni che saranno aumentate in seguito alla freccia di inflessione soddisfino le seguenti espressioni:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

dove:

β_c è un coefficiente per elementi rientranti nei limiti di rettilineità definiti nella sezione 10 della norma UNI EN 1995-1-1 ed assume i seguenti valori

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{per legno massiccio} \\ 0,1 & \text{per legno lamellare incollato e LVL} \end{cases}$$

Tale verifica è stata effettuata con Calculatis di Stora Enso

12. Le connessioni

12.1 Il ruolo delle connessioni nel comportamento sismico e criteri di modellazione

Gli edifici multipiano in legno X-lam rappresentano una tipologia costruttiva che si sta diffondendo in maniera veloce sul territorio grazie alle sue eccellenti doti di resistenza a terremoti anche di notevole intensità (Dujic et al., 2010; Ceccotti et al., 2008). Infatti, il connubio tra la leggerezza strutturale (circa 1/5-1/4 del peso di una struttura in c.a.) e di conseguenza le ridotte azioni sismiche correlata a tale massa, la sostenibilità e la rapidità di esecuzione rendono queste strutture molto competitive rispetto a quelle tradizionali. D'altra parte, però, la scarsa duttilità posseduta dal legno strutturale, e la presenza di molte zone di connessione tra gli elementi prefabbricati potrebbe condurre a perdite di stabilità se non perfettamente connessi tra di loro.

La duttilità globale della struttura rappresenta, oramai, una risorsa fondamentale per il superamento di eventi sismici con alto periodo di ritorno. Nel caso specifico delle costruzioni in legno essa può essere ottenuta grazie al comportamento plastico che si concentra nelle zone di connessione meccanica tra le membrature, i quali rappresentano l'unica fonte di dissipazione plastica.

Negli edifici a pannelli massicci X-lam tradizionali il comportamento duttile globale è ottenuto grazie alla plasticizzazione delle zone di connessione. Gli hold-down, predisposti per l'assorbimento della trazione indotta dalle azioni ribaltanti, dissipano energia con plasticizzazione ciclica a trazione, mentre gli angolari, che assorbono il taglio di piano, possono dissipare a taglio. La compressione, indotta sia dai carichi verticali che dalle azioni orizzontali è assorbita dal contatto legno-legno o legno fondazione (quando al piano terra non vengono interposti dormienti lignei tra pannello e fondazione), che a causa delle azioni ribaltanti provoca uno schiacciamento (irreversibile) del legno in direzione ortogonale alle fibre.

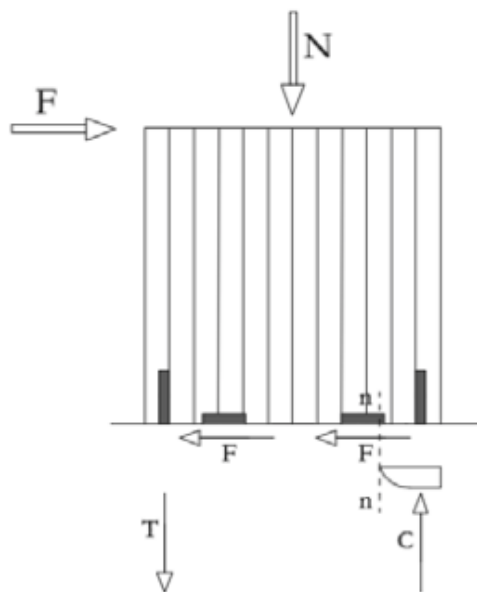


Fig.12.1 Comportamento plastico della zona di connessione

L'elevata rigidità e resistenza del pannello nel proprio piano rispetto alle connessioni induce ad l'ipotesi di pannello infinitamente rigido e che pertanto tutto il comportamento in campo elastico ed inelastico in termini sia di resistenza che di duttilità è governato dai sistemi di connessione.

12.2 Resistenza e duttilità delle connessioni: note generali

Le costruzioni in legno essendo realizzate con un materiale di base (legno strutturale) a comportamento spiccatamente fragile per sollecitazioni parallele alla fibratura non potrebbero di per sè manifestare un comportamento dissipativo sotto azioni sismiche, ma la presenza delle connessioni meccaniche rende queste strutture capaci di esibire una risposta plastica non trascurabile. Come è noto i collegamenti delle strutture lignee si suddividono in due grosse categorie: le unioni tradizionali di carpenteria e le unioni meccaniche.

Le unioni tradizionali, che si ritrovano per lo più nelle strutture lignee antiche, non prevedono l'uso di dispositivi metallici e sono ottenute mediante intagli praticati nelle membrature lignee che consentono di realizzare delle unioni ad "incastro" tra gli elementi. Queste lavorazioni, che in passato venivano realizzati ad ascia, oggi si eseguono con macchine a controllo numerico.

L'unione tradizionale permette di trasferire, per contatto, prevalentemente sollecitazioni di compressione (ad esempio unioni a dente semplice, doppio etc. – Fig. 12.2 a), ma anche di taglio (unioni a mezzo legno o a coda di rondine – Fig. 12.2 d e Fig. 12.2 e) o trazione (a dardo di Giove, unioni a dente retto - Fig. 12.2b e Fig. 12.2 c). Questo tipo di connessioni, che realizzano al più un vincolo monolatero, non offrono alcun tipo di dissipazione energetica (a meno di scorrimento tra le parti) e quindi non possono essere impiegati per edifici in zona sismica.

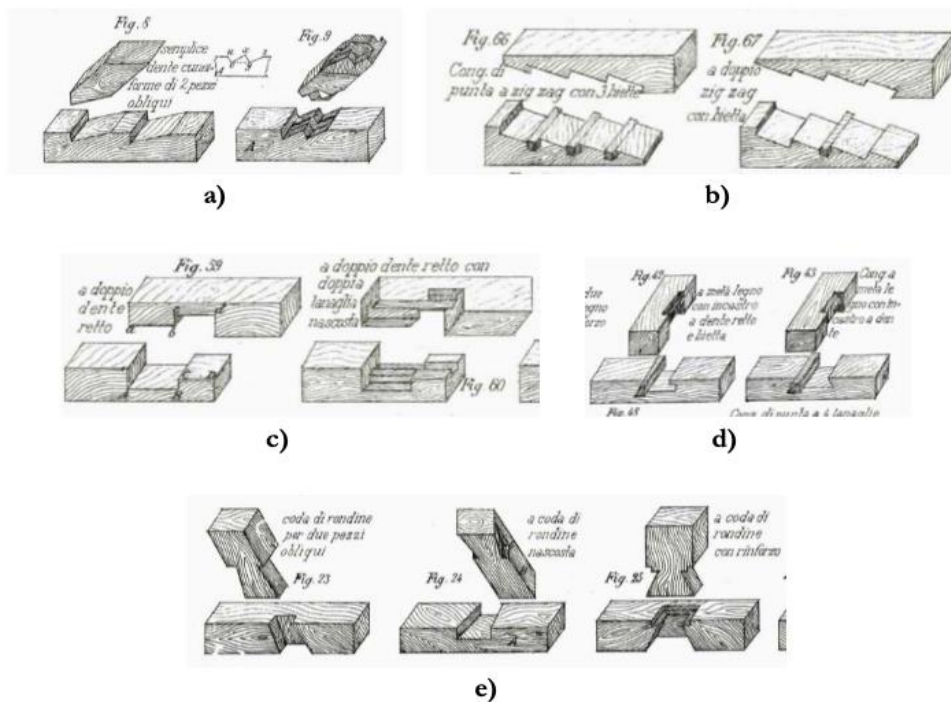


Fig.12.2 Unioni tradizionali di carpenteria: a) a dente doppio , b) a dardo di Giove, c) a dente retto, d) a mezzo legno, e) a coda di rondine

Le connessioni meccaniche sono realizzate con connettori metallici (a gambo cilindrico, squadrette, graffette, piastre dentate etc. generalmente posizionati in modo da assorbire sollecitazioni di taglio, in grado di connettere tra di loro due o più pezzi di legno (unioni legno-legno) o elementi di legno con piastre metalliche (unioni-legno acciaio). Queste connessioni possono esibire un significativo comportamento duttile che si sviluppa grazie all'interazione tra snervamento degli elementi metallici ed il rifollamento del legno. I meccanismi duttili, però, si possono attivare solo nella misura la connessione è stata progettata in modo da allontanare pericolose rotture fragili (splitting, effetti di gruppo, etc.), ottenuto rispettando la distanza dei connettori rispetto ai bordi del collegamento e le spaziature tra essi.

Il comportamento duttile e la resistenza della connessione, nel caso di unione con elementi a gambo cilindrico dipende da molteplici fattori tra cui:

- snellezza dei connettori;
- tipo di connettore;
- angolo di inclinazione del connettore all'interno del collegamento.

12.1.1 Tipologie disponibili

Le connessioni metalliche, all'interno del sistema strutturale XLAM, svolgono un ruolo fondamentale in quanto hanno il compito di trasmettere gli sforzi tra pannello e pannello e tra pannello ed elementi quali ad esempio le fondazioni. Queste connessioni devono trasmettere le sollecitazioni, avere un comportamento sufficientemente plastico ma devono anche essere facili da reperire e montare non andando ad incidere sui costi della struttura complessiva.

Queste connessioni avvengono tramite l'utilizzo di connettori a gambo cilindrico quali viti, chiodi, barre filettate che sono pensati per trasmettere gli sforzi di taglio o ribaltamenti. Essi sono altamente duttili e ottimali per risolvere le problematiche di un edificio multipiano in legno.

- Viti

Le viti sono elementi metallici cilindrici filettati con testa piatta o esagonale. La filettatura può essere un filetto semplice, a tutto filetto (tutta la lunghezza è filettata) o a doppio filetto (filettata la parte iniziale e la parte finale). Il diametro varia dai 4 ai 12mm, mentre la lunghezza dai 25 ai 600mm. Possiedono punte auto-foranti e possono essere montate tramite avvitatori.

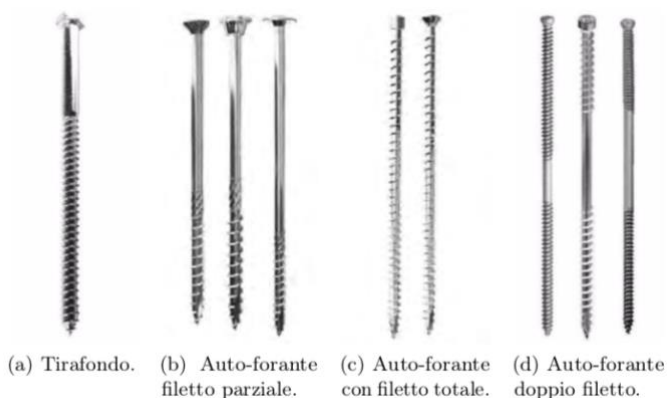


Fig.12.3 Tipologie di viti

- Chiodi

I chiodi hanno un diametro dai 2.75 agli 8mm e una lunghezza tra i 40 e i 200mm. Possono essere a gambo liscio o a gambo segnato ed essere posate tramite l'ausilio di chiodatrici pneumatiche o elettriche. Vengono utilizzati per elementi soggetti soltanto a taglio.



Fig.12.4 Chiodo

- Spinotti

Gli spinotti sono elementi cilindrici che possono essere filettati o a superficie liscia e devono essere inseriti in forature realizzate precedentemente. Vengono utilizzate soprattutto per elementi in legno lamellare.



Fig.12.5 Tipologie spinotti

- Perni auto-perforanti

I perni auto-perforanti sono elementi cilindrici con una punta speciale che consente di forare sia il legno che le piastre metalliche e hanno uno spessore in genere di un centimetro. Questi sono utilizzati in quanto garantiscono un collegamento efficace tra piastre e pannelli e riducono i tempi di montaggio non dovendo pre-forare gli elementi.

- Piastre

Le piastre in acciaio sono elementi a L o rettangolari, zincati a caldo per evitarne l'ossidazione. Tramite i connettori cilindrici, che vengono disposti in appositi fori della piastra, trasmettono le sollecitazioni tra pannelli adiacenti o tra pannelli e altri elementi. Dovendo collegare due elementi, le piastre presentano una doppia foratura, una per ciascun elemento. Gli angolari vengono utilizzati sia per contrastare le forze di taglio che per bloccare i pannelli sul basamento in cemento. Piastre angolari allungate sono denominate "hold-down".

- Giunti parete-fondazione

I pannelli vengono solidarizzati con gli elementi di fondazione in calcestruzzo al fine di contrastare l'effetto delle azioni orizzontali che gravano sull'edificio, tipicamente il vento e il sisma e di trasmettere i carichi verticali.

Queste connessioni si dividono in due grandi gruppi: quelle a taglio, che hanno principalmente il compito di impedire una traslazione orizzontale del pannello, quando questo è sottoposto ad una forza orizzontale, e quelle a trazione, che hanno la funzione di impedire una rotazione del pannello attorno a uno dei suoi spigoli.

I pannelli possono essere poggiati su un massetto o su una soglia in legno, generalmente in larice, con interposizione di materiale isolante per proteggere il legno dall'umidità proveniente dalla fondazione.

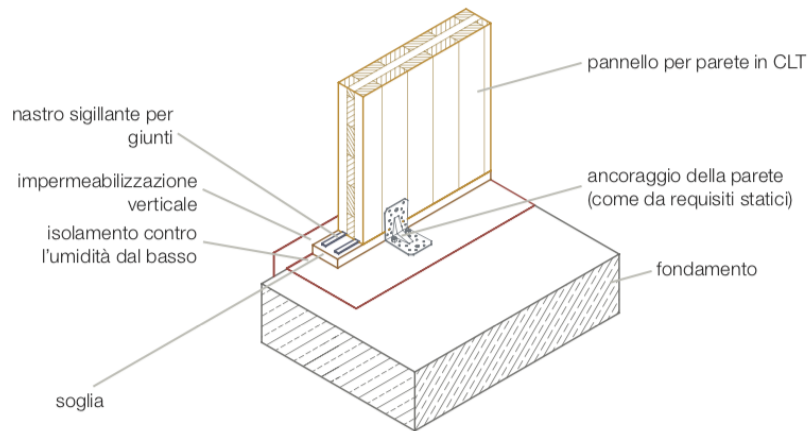


Fig. 12.5 Giunti parete-fondazione

- Giunti pannello-pannello

I giunti pannello-pannello riguardano sia le partizioni verticali che i solai e possono essere di diversi tipi: ad angolo, a T, con coprigiunto, a battente. Si tratta di giunzioni molto semplici che avvengono tramite viti filettate e strisce isolanti per assicurare l'ermeticità all'aria dell'edificio. In alcuni tipi di giunto i pannelli devono essere scanalati in testata per essere alloggiati ad incastro con altri pannelli o per l'incastro di tavole coprigiunto.

Si riportano alcune immagini tratte dalla cartella tecnica CLT di Stora Enso

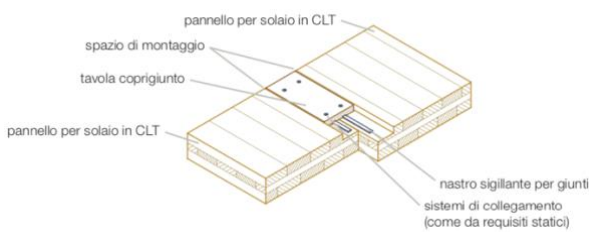


Fig.12.6 Giunto per solaio (tavola coprigiunto)



Fig.12.7 Applicazione

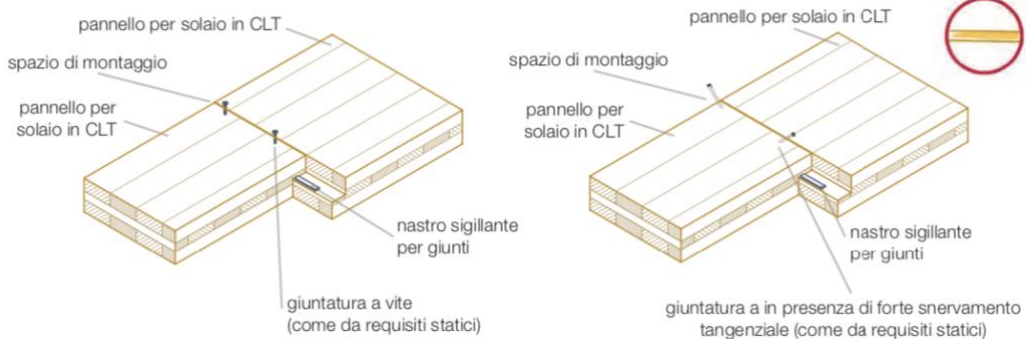


Fig.12.8 Giunto per solaio a battente



Fig.12.9 Applicazioni

Le dimensioni laterali dei pannelli possono essere limitate da ragioni produttive, quindi risulta necessario collegare verticalmente o orizzontalmente più pannelli di tavole incrociate per realizzare una parete di una certa lunghezza o semplicemente un solaio.

Alcuni dettagli delle possibilità di collegamento tra elementi parete-parete o solaio-solaio sono illustrati nelle figure seguenti. Questi collegamenti devono essere dimensionati per trasmettere le forze di taglio che si hanno tra un pannello e l'altro.

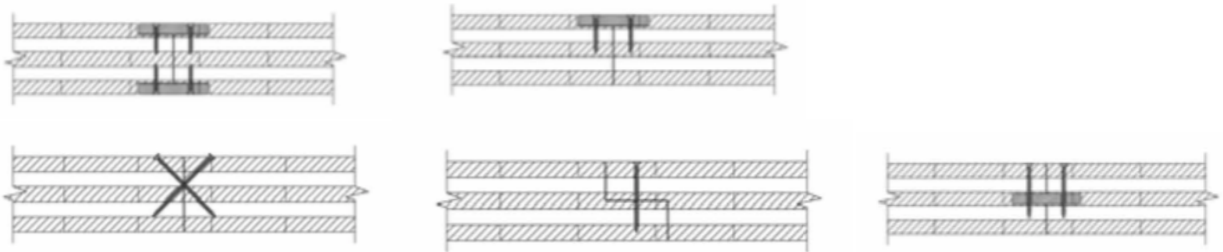


Fig.12.10 dettagli possibili collegamenti solaio-solaio e parete-parete

- Giunti parete-solaio-parete

Gli edifici realizzati in pareti CLT sono sistemi prefabbricati, dove gli elementi vengono montati in opera e collegati successivamente tra loro mediante giunzioni. Il processo costruttivo si ripete piano per piano: si montano i pannelli verticali che formano le pareti, si chiude il piano con i pannelli orizzontali e questi pannelli fungono da piattaforma per il posizionamento dei pannelli verticali del piano successivo. I sistemi CLT sono quindi sistemi a piattaforma, dove l'orizzontamento intermedio interseca gli elementi verticali. Nel nodo parete-solaio-parete deve quindi essere ripristinata la continuità strutturale tramite sistemi di giunzione analoghi a quelli visti per il collegamento con le opere di fondazione. Anche in questi nodi, pertanto, si devono impiegare due differenti tipologie di connessioni, una per la trasmissione di sforzi di taglio e una per il sollevamento del pannello. Il pannello di solaio e quello di parete sottostante possono essere giunti tramite viti autofilettanti inserite nella superficie di testata del solaio. Mentre i pannelli del piano superiore vengono fissati con angoli metallici. Queste giunzioni permettono di trasferire ai solai sia i carichi orizzontali che contrastare le forze di trazione. Guaine isolanti devono essere poste ad ogni intersezione per assicurare l'ermeticità. Per lo stesso motivo lungo le giunzioni interne o esterne possono essere applicati adesivi sigillanti.

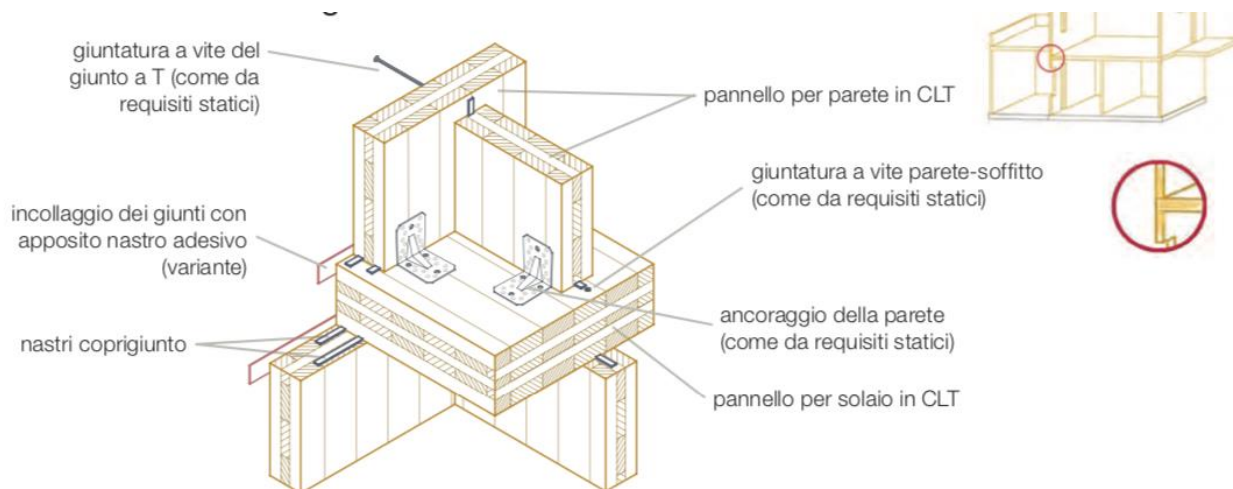
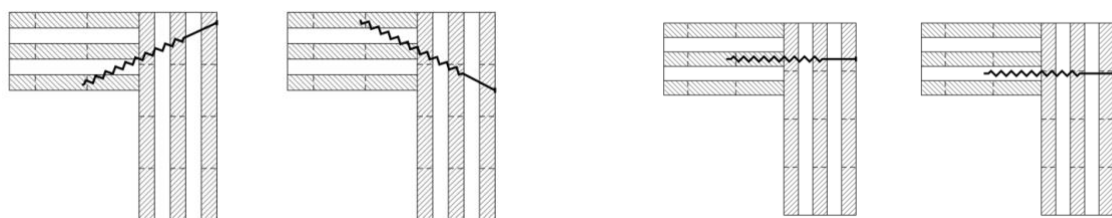


Fig.12.11 Collegamento parete-solaio-parete

- Giunti d'angolo

Il collegamento d'angolo tra pareti ortogonali è indispensabile per garantire una maggiore robustezza all'intera costruzione. Inoltre tale vincolo può costituire un presidio per le forze fuori piano delle pareti, dovute per esempio, alle forze di instabilizzazione laterale oppure all'effetto del vento sulle pareti.

Se si utilizzano viti autofilettanti bisogna far attenzione a come vengono inserite in uno strato del pannello in cui le fibre sono parallele all'asse della vite, la giunzione può considerarsi inefficace o comunque a resistenza ridotta. Poichè in fase di montaggio non è sempre facile individuare il punto esatto dove inserire la vite è consigliato inserirla leggermente inclinata rispetto all'asse del pannello in modo da intersecare più strati.



Giunti d'angolo: inserimento delle viti corretto

Giunti d'angolo: inserimento delle viti NON corretto



Giunti d'angolo: collegamento corretto mediante angolari

Giunti d'angolo: collegamento NON corretto

Fig.12.12 Giunti d'angolo

12.3 Modelli di comportamento delle connessioni nelle strutture CLT o Xlam

In Fig. 12.13 è riportato un confronto del legame ciclico forza-spostamento rispettivamente di una unione con connettore snello (caso “a”) e una con connettore tozzo (caso “b”), dove per snellezza si intende il rapporto tra il diametro del connettore e lo spessore dell’elemento ligneo.

- Nel primo caso la crisi si verifica con lo snervamento del connettore accompagnato da rifollamento del legno: il legame $F-\delta$ è caratterizzato da un ciclo isteretico abbastanza “ampio”, ma con leggero pinching a causa del gap che deve essere recuperato nel foro nella fase di scarico.
- Nel secondo caso, invece, il ciclo presenta una minore dissipazione isteretica e una zona di pinching molto più accentuata, conseguenza di una crisi per solo rifollamento del legno, con un gap molto più ampio dovuto allo scorrimento del connettore. In definitiva, le connessioni con connettori più snelli presentano migliori capacità dissipative di quelle con connettori di grosso diametro.

L’interazione del connettore con il legno penalizza il comportamento ciclico della connessione, infatti se la crisi fosse governata solamente dallo snervamento ciclico dei connettori il ciclo corrisponderebbe a quello dell’acciaio.

La duttilità del collegamento è influenzata anche dal numero di connettori impiegati, infatti l’impiego di un elevato numero di mezzi di unione costituisce un fattore di infragilimento della connessione.

Infine, anche il tipo di connettore impiegato modifica il comportamento della connessione, infatti a parità di tutte le condizioni connettori come chiodi e viti consentono di conseguire un comportamento duttile più accentuato rispetto a perni, bulloni o spinotti.

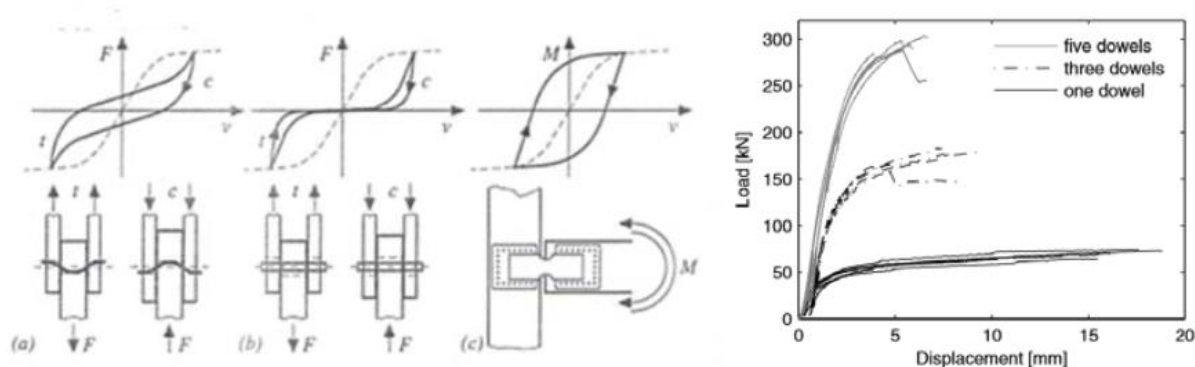


Fig.12.13 Comportamento ciclico di una connessione

Più di recente sono state introdotte anche connessioni a taglio che prevedono la disposizione di connettori a gambo cilindrico disposti in maniera inclinata rispetto alla fibratura del legno. Questa disposizione, rispetto a quella classica che vede i connettori disposti perpendicolarmente alle fibre, consente di raggiungere livelli di resistenza più elevati, ma con una conseguente riduzione di duttilità.

E’ interessante sottolineare che allo stato attuale per il calcolo delle connessioni meccaniche sono disponibili delle formulazioni analitiche, reperibili anche nei codici normativi nazionali ed internazionali, che consentono di determinare la resistenza della connessione (Johansen, 1949); al contrario non esistono formulazioni che conducono alla definizione del livello di duttilità raggiunto da una determinata connessione e occorre per forza riferirsi a prove sperimentali.

La duttilità della connessione rappresenta un requisito fondamentale per la risposta sismica delle strutture in legno, in quanto rappresentano l’unica sede di formazione di “cerniere” plastiche. Gli elementi lignei, infatti, sono caratterizzati da un comportamento elasto-fragile e non ammettono nessun tipo di plasticizzazione (Fig. 3.5).

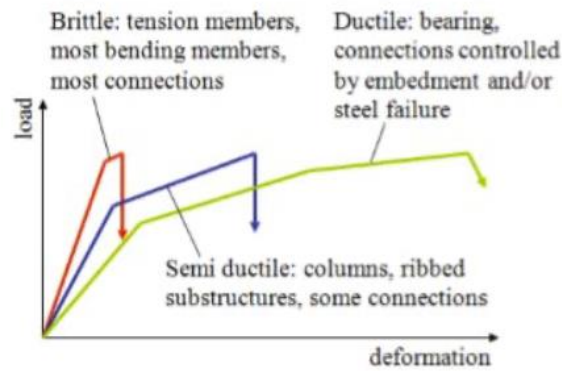


Fig.12.14 Comportamento delle connessioni

Il comportamento sismico degli edifici a pannelli X-lam è condizionato in maniera significativa dalle connessioni meccaniche tra i pannelli, pertanto una corretta comprensione, prima, e modellazione, poi, dei collegamenti meccanici rappresenta un passo ineludibile nella schematizzazione globale delle pareti.

In letteratura sono reperibili risultati di prove sperimentali che hanno investigato il comportamento ciclico di connessioni con hold-down e angolari, sulla base delle quali è stato possibile calibrare dei modelli ciclici teorici utili ai fini dello svolgimento di analisi numeriche su pannelli singoli o su pareti intere.

Ad esempio una campagna sperimentale svolta da Gavric et al. (2011a) ha analizzato il comportamento degli hold-down e degli angolari sollecitati rispettivamente a trazione e a taglio ciclico, evidenziandone le eccellenti performance comportamentali.

Più in dettaglio, nelle Fig. 12.15 e 12.16 sono rappresentati i diagrammi forza-spostamento per gli hold-down e per gli angolari. Il ciclo isteretico di queste connessioni è caratterizzato da una significativa dissipazione di energia, pinching, degrado di resistenza e rigidità e da un ramo softening dopo il raggiungimento picco di resistenza. Gli hold-down, a differenza degli angolari, hanno un comportamento non-simmetrico in quanto l'instabilità locale rende nullo il loro contributo per sollecitazioni di compressione.

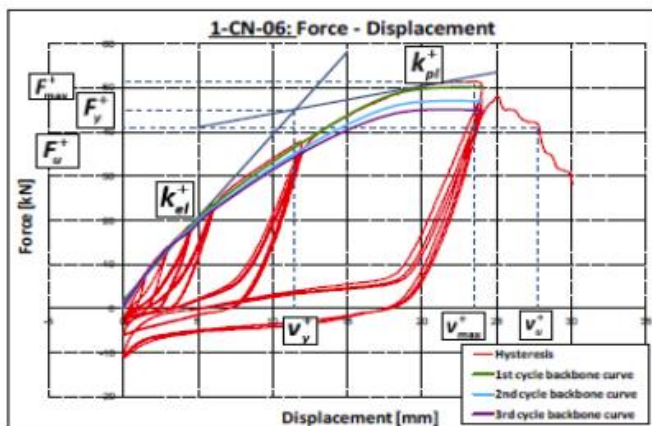


Fig.12.15 Comportamento ciclico di una connessione con hold down

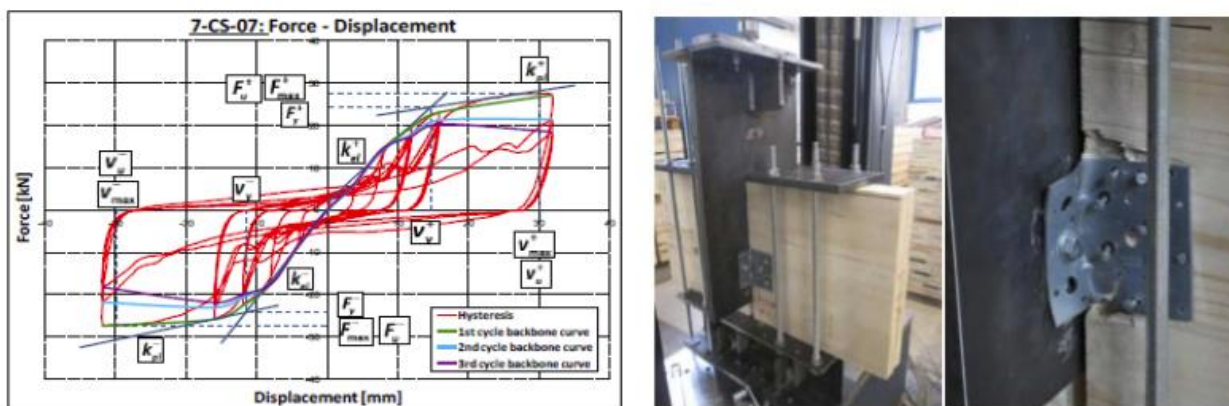


Fig.12.16 Comportamento ciclico di una connessione con angolari

I risultati delle prove sperimentali hanno consentito, poi, di elaborare dei modelli ciclici teorici sia per gli hold-down che per gli angolari che possono essere adottati come “cerniera” plastica per lo svolgimento di analisi non-lineari di pareti X-lam multipiano. Nelle Fig. 12.17 e 12.18 sono rappresentati i legami teorici ottenuti da Rinaldin et al. (2013) ricavati come curva back-bone del legame sperimentale, che tengono conto del pinching, del degrado di resistenza e di rigidità e del softening post-picco. In particolare tale curva di involucro è stata ottenuta con riferimento al terzo ciclo di carico in modo da tener in conto, in modo conservativo, degli effetti del danno cumulato durante il comportamento ciclico e quindi il degrado di resistenza tra il primo ed il terzo ciclo. Questi legami possono essere utilizzati per definire il comportamento ciclico di molle non-lineari che simulano il comportamento delle connessioni nella sezione di contatto pannello-pannello e pannello-fondazione.

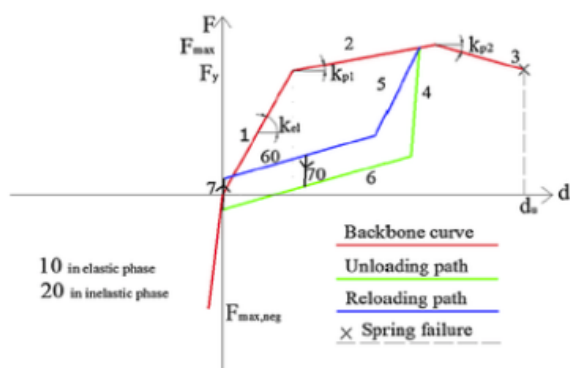


Fig.12.17 Legge isteretica hold down

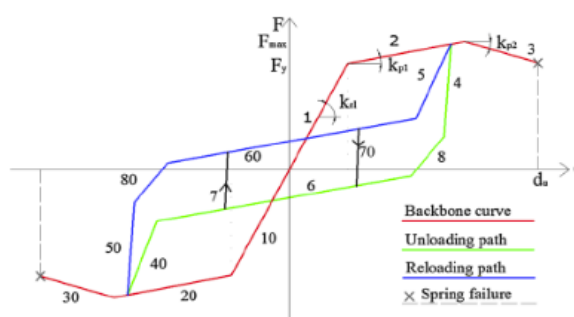


Fig.12.18 Legge isteretica angolare

Questo modello meccanico di comportamento delle connessioni rappresenta, tra quelli proposti in letteratura, quello descrive in maniera più accurata la risposta ciclica reale degli hold-down e degli angolari e che ben si presta a descrivere il comportamento di pannelli lignei.

Anche altri autori utilizzano legami forza-spostamento caratterizzati da una curva di involucro simile a quella prosposta da Gavric et al. (2011a). Ad esempio Dujic et al. (2010) propongono un legame del tipo rappresentato nella Fig. 12.19 rispettivamente per gli hold-down per gli angolari. Gli autori stessi fanno notare, però, come la complessità del legame conduce, molto spesso, a problemi di instabilità numerica del solutore impiegato per le analisi e pertanto adottano una semplificazione di questo legame, come rappresentato nella Fig. 12.20.

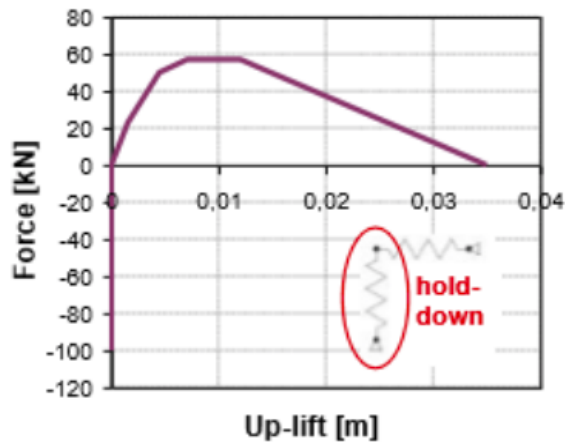


Fig.12.19 Legame costitutivo hold down

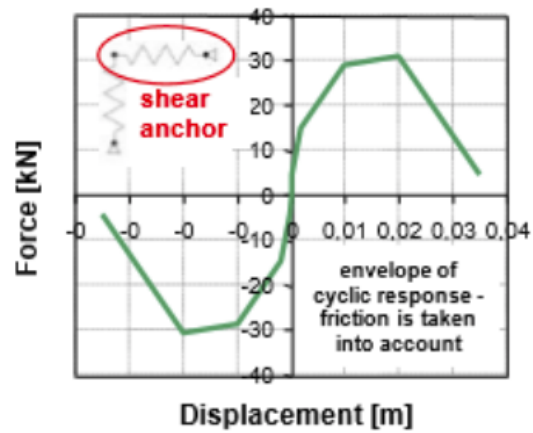


Fig.12.20 Legame costitutivo brackets

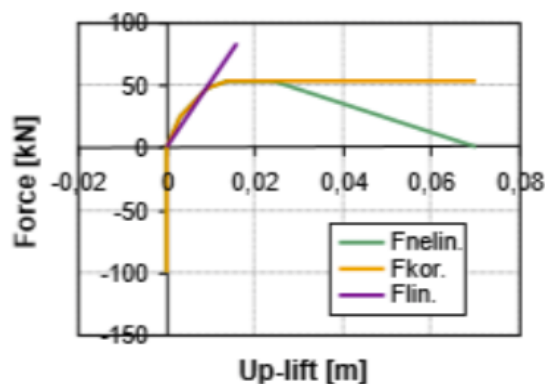


Fig.12.21 Legame costitutivo

semplificato degli hold down brackets

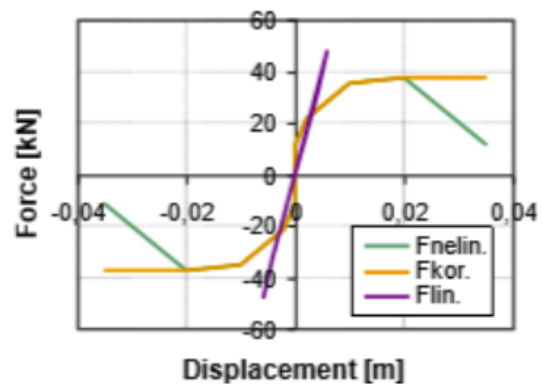


Fig.12.22 Legame costitutivo semplificato

Una ulteriore semplificazione di questi modelli che simulano il comportamento di hold-down e angolari è suggerita in Embury & Karacabey (2013) i quali assumono un legame del tipo elastico-perfettamente plastico (Fig.12.23). Questo legame anche se è caratterizzato da un maggiore livello di approssimazione fornisce comunque risultati soddisfacenti sia dal punto di vista numerico quando implementato in software di calcolo.

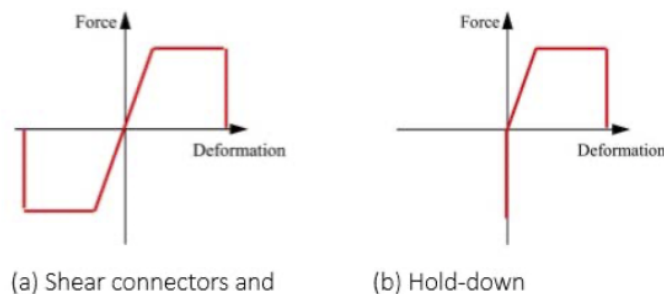


Fig.12.23 Legame costitutivo elasto-plastico

L'analisi del comportamento della singola connessione costituisce la base per investigare il comportamento di pannelli X-lam con collegamenti alla base. Risultati di prove cicliche su pannelli ed edifici in scala reale (Dujic et al., 2010) dimostrano le buone performance di comportamento anche sotto terremoti caratterizzati da levate accelerazioni (anche fino a 0.8g).

Prove sperimentali svolte da Gavric et al. (2011, 2015b) fanno notare come il comportamento ciclico tipico di un pannello X-lam con connessioni meccaniche alla base è caratterizzato da ampi cicli

isteretici con significativa dissipazione di energia, pinching, degradi di resistenza e di rigidità. Al termine della prova il pannello non presenta segni di danneggiamento e tutta la dissipazione di energia si è concentrata nelle connessioni alla base. Inoltre, le deformazioni flessionali e taglianti proprie del pannello possono ritenersi del tutto trascurabili rispetto alla deformazione totale e che pertanto quest'ultima è quasi tutta prodotta dalla deformazione elastica ed inelastica dei collegamenti. In Fig. 12.24 è rappresentato un comportamento ciclico di un pannello X-lam.

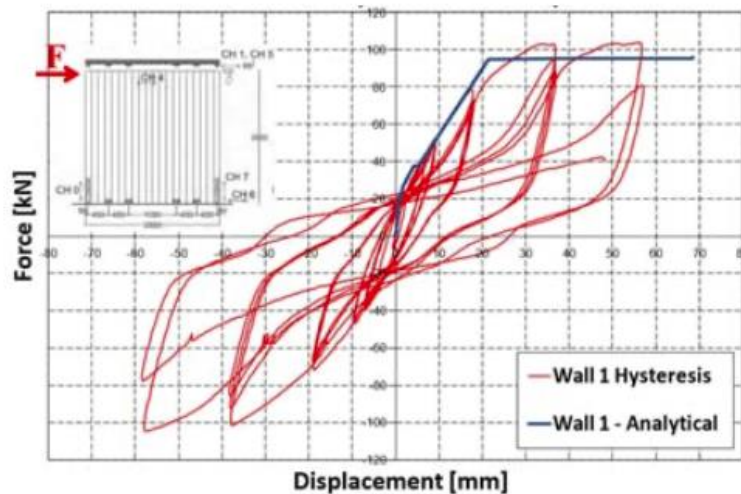


Fig.12.24 Comportamento ciclico di un pannello Xlam

Il comportamento ciclico dei pannelli è influenzato da molteplici fattori quali ad esempio l'entità del carico verticale, la geometria del pannello e dalla tipologia di connessione. Alcune prove sperimentali su pannelli in scala reale svolte da Gavric et al. (2013) dimostrano che l'entità del carico verticale modifica leggermente la forma del ciclo isteretico: l'incremento del carico assiale produce un aumento di resistenza e di rigidità iniziale senza condizionare in maniera significativa la duttilità (Fig 12.24).

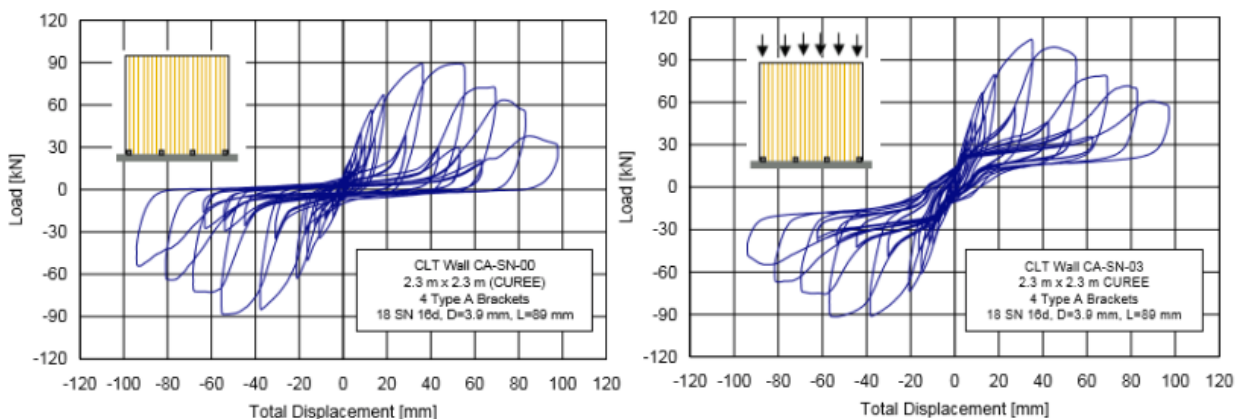
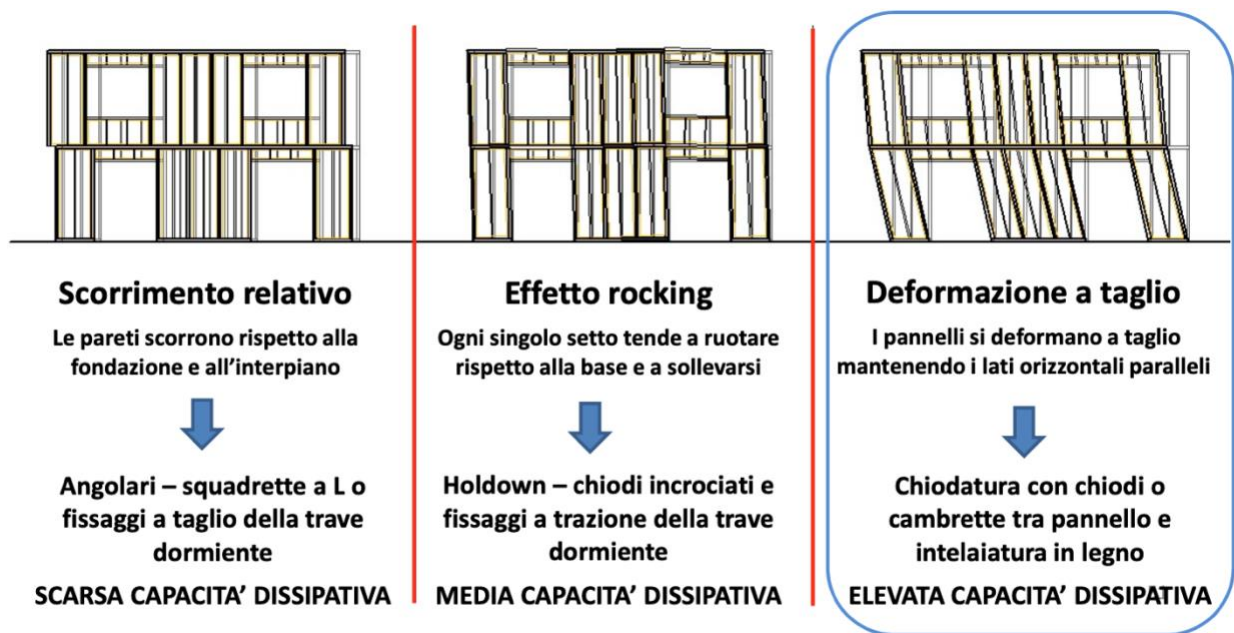


Fig.12.25 Influenza del carico verticale sul comportamento ciclico

Una differente risposta ciclica si osserva anche in funzione del tipo di comportamento predominante che può esibire il pannello X-lam: rocking, rocking-sliding, sliding. Nel caso di rocking, che si attiva per pannelli e con carichi assiali elevati, la crisi si verifica in genere per progressivo snervamento degli hold-down a trazione (Fig. 12.28) e successivamente anche degli angolari, accompagnato dallo schiacciamento del legno nella zona compressa; non si verificano invece deformazioni dei connettori in direzione orizzontale, ciò a testimonianza dell'assenza di scorrimento del pannello.



Nel caso di rocking e sliding la crisi della connessione si verifica a causa di una interazione tra trazione e taglio, mentre nell'ultimo caso si verifica per sola traslazione. Il comportamento con rocking prevalente è quello che garantisce un migliore comportamento sismico dei pannelli, in quanto è caratterizzato da una capacità di ri-centraggio dovuta al carico verticale e alla resistenza della connessione; questo vuol dire che in caso di evento sismico il pannello è in grado di ritornare nella condizione indeformata senza significativi spostamenti residui. Il danno residuo, però, sarà tutto concentrato nella connessione la quale avrà subito un processo di plasticizzazione ciclica, questo è stato dimostrato anche da Ceccotti (2008).



Fig.12.26 Crisi dell'hold down per trazione



Fig.12.27 Crisi dell'angolare per trazione e scorrimento

Questo comportamento suggerisce che la progettazione dei pannelli e più in generale delle pareti dovrebbe essere condotta assicurando che la plasticizzazione si concentri negli elementi deputati a resistere a trazione, mentre gli angolari, progettati con opportuna sovra-resistenza, dovranno rimanere sempre in campo elastico in modo da evitare scorrimenti residui in presenza di azioni sismiche.

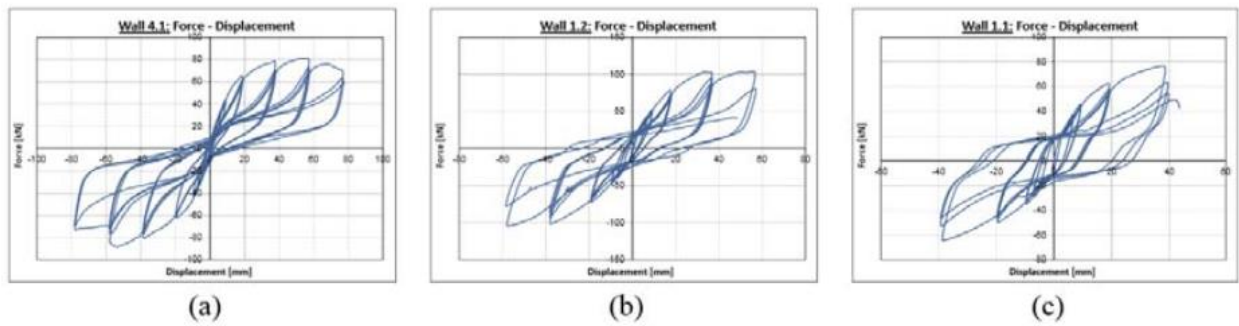


Fig.12.28 Comportamento ciclico dei pannelli Xlam: a) rocking, b)rocking-sliding, c)sliding

Prove sperimentali svolte da Fragiacomò et al. (2011b) dimostrano che il comportamento duttile della connessione è influenzato anche dalla tipologia dei mezzi di unione utilizzati, in particolare della loro lunghezza di infissione all'interno del pannello. Infatti, con riferimento alla Fig. 12.29 si può notare come, sia nel caso degli hold-down che degli angolari, l'impiego di chiodi con lunghezza di infissione minore (40mm) conduce a valori di resistenza più bassi e ad comportamento di tipo fragile rispetto a quelli di lunghezza maggiore (60mm), che invece conducono a valori di resistenza e duttilità superiori.

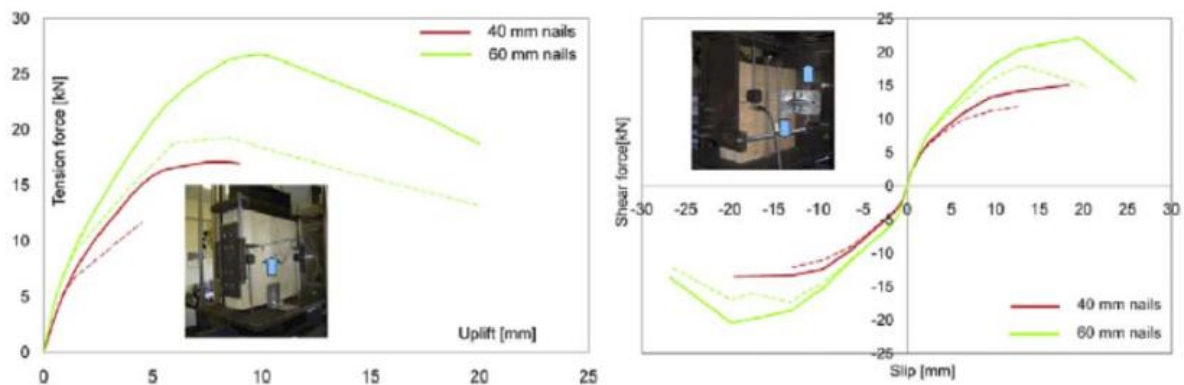


Fig.12.29 Comportamento degli angolari (a sinistra) e degli hold down (a destra) al variare della lunghezza di infissione dei chiodi

Tutti i risultati di prove sperimentali eseguiti su pannelli in scala reale dimostrano che la crisi dell'intero sistema è sempre imputabile alla plasticizzazione delle unioni meccaniche ed in particolare degli hold-down tesi, mentre il pannello ligneo - che subisce trascurabili deformazioni proprie - assume un comportamento di blocco rigido rispetto alle connessioni. La localizzazione del danno nelle zone di connessione costituisce, in linea generale, un aspetto positivo del comportamento sismico di questi edifici poiché, a seguito dell'evento sismico, è possibile riparare la zona danneggiata.

La modalità di crisi delle connessioni dipende anche dal modo in cui essa è stata progettata. Nella maggioranza delle prove sperimentali analizzate la rottura avviene quasi sempre con una interazione tra rifollamento del legno e snervamento dei connettori, mentre gli hold-down e gli angolari mostrano una certa sovra-resistenza rispetto ai connettori. In questi casi l'unione è stata concepita affidando il meccanismo resistente all'interazione legno-connettori, che di conseguenza consente di sviluppare anche un non trascurabile comportamento duttile. Ciò non toglie, però, che la duttilità locale possa essere concentrata a nelle piattine metalliche (hold-down e angolari) mentre l'interazione connettori-legno sia concepita per restare in campo elastico, facendo però sempre attenzione ad evitare rotture fragili (Latour et al., 2013).

12.4 Progetto delle connessioni

Nel caso in esame sono stati usate delle viti tra solaio e pannello sottostante, angolari (small brackets) per unire solaio e pannello della parete soprastante e hold down negli angoli.

Per il progetto delle connessioni sono stati utilizzati 2 approcci:

12.4.1 Approccio mediante calcolo delle rigidzze delle connessioni

Gli elementi strutturali XLAM multistrato sono stati considerati come un materiale ortotropo omogeneo.

In prima analisi sono state utilizzate le seguenti rigidzze per le connessioni sulla base di studi scientifici. Se ne riportano i valori:

Piano	Hold-down (staffe parete solaio)		Ancoraggio a taglio (parete -solaio)		Ancoraggio parete-parete
	up-lift asse z (sollevamento) [kN]	up-lift asse x,y (sollevamento)[kN]	Shear (taglio) Kser [kN/m]	up-lift (sollevamento) [kN/m]	Rigidzza [kN/m]
1°	11250	5238,32	8000	5000	2292
2° e 3°	5250	5239,32	7500	5000	2292
4°,5°,6°	4375	5240,32	7200	5000	2292
7°,8°,9°	3500	4500	4500	3500	2292

Definiamo le seguenti grandezze:

n= numero di staffe al metro

Rigidzza relativa al pull out(estrazione) dei chiodi= 12000kN/m

Rigidzza relativa al taglio dei chiodi= 5238,32kN/m

Piano 1:

n=1,333 al metro per connessioni tra parete e solaio

n=5 al metro per connessioni tra parete e soffitto in XLAM

n=8 al metro per c connessioni parete-parete

Connessioni a taglio tra parete e solaio:

$$n * K_{ser} = 1,333 * 8000 = 10666,4 \text{ kN/m}^2$$

Connessioni per sollevamento tra parete e solaio:

$$n * K_{ser} = 1,333 * 5000 = 6666,5 \text{ kN/m}^2$$

Connessione tra parete e soffitto

$$n * K_{ser} = 5 * 2292 = 11460 \text{ kN/m}^2$$

Connessione tra parete e parete

$$n * K_{ser} = 8 * 2292 = 18336 \text{ kN/m}^2$$

Connessione per sollevamento dei chiodi tra soffitto e parete e parete e parete

$$n * K_{ser} = 5 * 12000 = 60000 \text{ kN/m}^2$$

Connessioni per torsione

$$\text{Sollevamento lungo z: } u_z = 11250 * 10 = 112500 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Taglio lungo x e y: } u_x = u_y = 5238,32 * 10 = 52383,2 \text{ kN/m}^2$$

Piani 2 e 3 :

n=1,333 al metro per connessioni tra parete e solaio

n=5 al metro per connessioni tra parete e soffitto in XLAM

n=8 al metro per c connessioni parete-parete

Connessioni a taglio tra parete e solaio:

$$n \cdot K_{ser} = 1,333 \cdot 7500 = 9999,75 \text{ kN/m}^2$$

Connessioni per sollevamento tra parete e solaio:

$$n \cdot K_{ser} = 1,333 \cdot 5000 = 6666,5 \text{ kN/m}^2$$

Connessione tra parete e soffitto

$$n \cdot K_{ser} = 5 \cdot 2292 = 11460 \text{ kN/m}^2$$

Connessione tra parete e parete

$$n \cdot K_{ser} = 8 \cdot 2292 = 18336 \text{ kN/m}^2$$

Connessione per sollevamento dei chiodi tra soffitto e parete e parete e parete

$$n \cdot K_{ser} = 5 \cdot 12000 = 60000 \text{ kN/m}^2$$

Connessioni per torsione

$$\text{Sollevamento lungo z: } u_z = 5250 \cdot 10 = 52500 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Taglio lungo x e y: } u_x = u_y = 5238,32 \cdot 10 = 52383,2 \text{ kN/m}^2$$

Piani 4,5 e 6 :

n=1 al metro per connessioni tra parete e solaio

n=4 al metro per connessioni tra parete e soffitto in XLAM

n=8 al metro per c connessioni parete-parete

Connessioni a taglio tra parete e solaio:

$$n \cdot K_{ser} = 1 \cdot 7200 = 7200 \text{ kN/m}^2$$

Connessioni per sollevamento tra parete e solaio:

$$n \cdot K_{ser} = 1 \cdot 5000 = 5000 \text{ kN/m}^2$$

Connessione tra parete e soffitto

$$n \cdot K_{ser} = 4 \cdot 2292 = 9168 \text{ kN/m}^2$$

Connessione tra parete e parete

$$n \cdot K_{ser} = 8 \cdot 2292 = 18336 \text{ kN/m}^2$$

Connessione per sollevamento dei chiodi tra soffitto e parete e parete e parete

$$n \cdot K_{ser} = 4 \cdot 12000 = 48000 \text{ kN/m}^2$$

Connessioni per torsione

$$\text{Sollevamento lungo z: } u_z = 5250 \cdot 10 = 52500 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Taglio lungo x e y: } u_x = u_y = 5238,32 \cdot 10 = 52383,2 \text{ kN/m}^2$$

Piani 7,8 e 9:

n=1 al metro per connessioni tra parete e solaio

n=3 al metro per connessioni tra parete e soffitto in XLAM

n=8 al metro per c connessioni parete-parete

Connessioni a taglio tra parete e solaio:

$$n \cdot K_{ser} = 1 \cdot 4500 = 4500 \text{ kN/m}^2$$

Connessioni per sollevamento tra parete e solaio:

$$n \cdot K_{ser} = 1 \cdot 3500 = 3500 \text{ kN/m}^2$$

Connessione tra parete e soffitto

$$n \cdot K_{ser} = 3 \cdot 2292 = 6876 \text{ kN/m}^2$$

Connessione tra parete e parete

$$n \cdot K_{ser} = 8 \cdot 2292 = 18336 \text{ kN/m}^2$$

Connessione per sollevamento dei chiodi tra soffitto e parete e parete e parete

$$n \cdot K_{ser} = 3 \cdot 12000 = 36000 \text{ kN/m}^2$$

Connessioni per torsione

$$\text{Sollevamento lungo } z: uz = 3500 \cdot 10 = 35000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Taglio lungo } x \text{ e } y: ux = uy = 4500 \cdot 10 = 45000 \text{ kN/m}^2$$

Inizialmente è stato utilizzato questo tipo di approccio ma poi è stato deciso di procedere per via esatta per un confronto.

12.4.2 Approccio calcolo esatto delle connessioni attraverso Calculatis

In questo caso connessioni sono state calcolate in modo esatto attraverso Calculatis.

Per effettuare tale calcolo sono stati considerati i primi 3 piani come piani connessi nel medesimo modo, stessa cosa vale per i piani 4,5 e 6 e infine 7,8 e 9. Ricordiamo che il piano terra è il piano di fondazione in cemento armato la cui progettazione viene rimandata ad altri corsi.

Per le connessioni tra le pareti adiacenti e le pareti ortogonali tra loro sono stati utilizzati delle viti ROTHOBLAAS VGS 9x240 di cui si riporta una rappresentazione grafica:



Fig.12.30 viti ROTHOBLAAS VGS 9x240

Per il progetto di tali connessioni si parte dal modello su RFEM nel caso sismico più sfavorevole, nel caso in esame è quello in cui consideriamo un'azione pari al 30% lungo X e un'azione pari al 100% lungo Y.

Si fa girare il modello e si leggono i risultati relativi allo sforzo V_y (sforzo di taglio lungo Y) come mostrato in figura

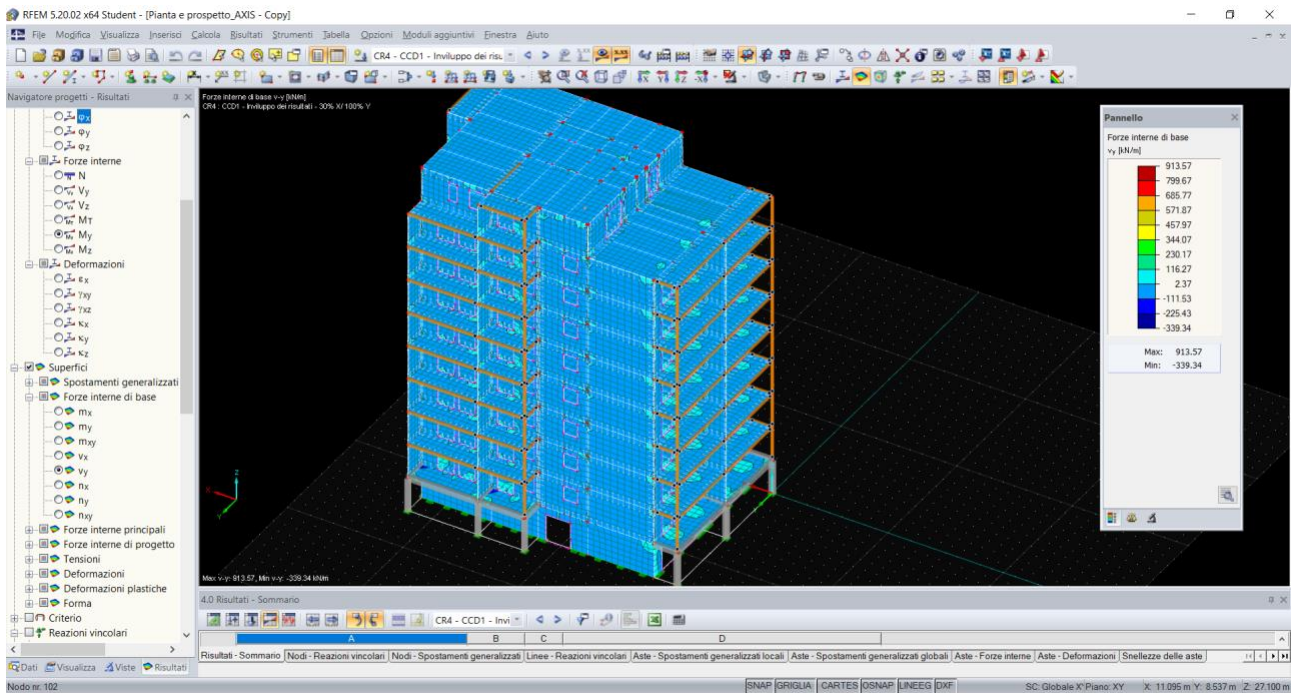


Fig.12.31 Valori V_y su modello RFEM

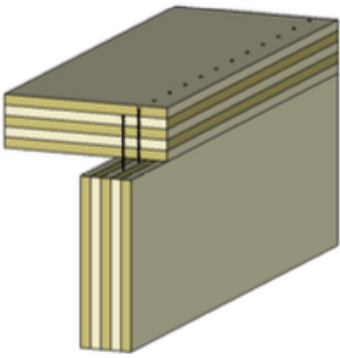
A questo punto, una volta letto il valore di V_y si riporta tale valore su Calculatis.

Su Calculatis si inserisce il valore di V_y nel riquadro di F_x , si pone $F_y=0$ e $K_{mod}=0.9$; dopodichè si inserisce lo spessore dei pannelli considerati e infine si scelgono le viti da utilizzare e si fa partire la verifica.

Si riporta di seguito una dimostrazione della verifica ottenuta con Calculatis sia per le connessioni tra pareti adiacenti che per quelle tra pareti ortogonali e una tabella riepilogativa dei risultati di tutte le pareti.

- Progetto e verifica delle viti tra pareti ortogonali e adiacenti
- Pareti ortogonali

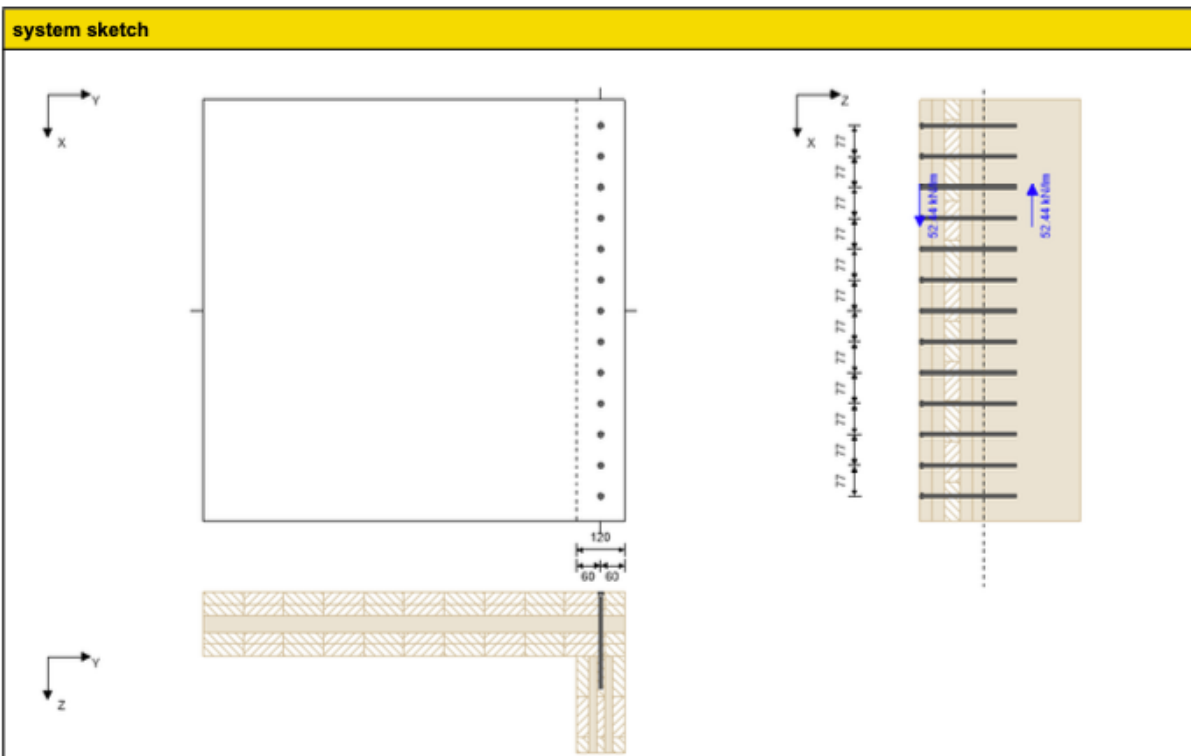
connection



F_x	52.44	kN/lm
F_y	0	kN/lm
K_{mod}	0.9	-
material 1	C24 spruce ETA (2014)	
ρ_k	3.5	kN/m ³
panel 1	CLT 160 L5s - 2	
orientation cover layer	X direction	
material 2	C24 spruce ETA (2014)	
ρ_k	3.5	kN/m ³
panel 2	CLT 120 C5s	
orientation cover layer	✓	
connector type	Rothoblaas VGS	
connectors	9/240	
setup	vertical	
diameter	9	mm
head diameter	16	mm
length	240	mm
thread length	230	mm
connector positions	x	
pre-drilled	x	

analysis

analysis	existing	limit	unit	utilization
width 1	120	90	mm	75 %
width 2	120	90	mm	75 %
thickness 1	160	42	mm	26 %
thickness 2	80	42	mm	53 %
F_v	4033.88	4033.88	N	100 %
count	13	22.222	count / lm	58 %



minimum spacing						
Name	a _{1,min}	a _{2,min}	a _{3c,min}	a _{3l,min}	a _{4c,min}	a _{4l,min}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
CLT top	45	23	54	54	36	54
CLT bottom	45	23	54	54	36	54

result in layers

element 1						
X	Dicke	Typ	α	l _{eff}	l _{eff,v}	F _{ax,Rk}
[mm]	[mm]		[°]	[mm]	[mm]	[N]
0	10	L	90	0	0	0
10	20	L	90	20	20	2106
30	30	L	90	30	30	3159
60	40	C	90	40	40	4212
100	30	L	90	30	30	3159
130	25	L	90	25	25	2633
155	5	L	90	0	0	0

results										
b _{1,min}	b _{2,min}	f _{h,k,1}	f _{h,k,2}	β	t _{pen,1}	t _{pen,2}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	t _{1,req}	t _{2,req}
[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
90	90	26.12	26.12	1.00	160.00	80.00	145.00	65.00	42	42

results												
M _{y,z,k}	F _{ax,Rk}	F _{head,Rk}	F _{tens,Rk}	F _{sl,Rk}	F _{v,Rk}	F _{v,Rd}	F _{v,Ed}	F _{ax,Rd}	F _{ax,Ed}	Anz.	Anz.-max	a _{grf.}
[Nmm]	[N]	[N]	[kN]	[kN]	[N]	[N]	[kN/m]	[N]	[kN/m]	[Stk/m]	[Stk/m]	[mm]
27244.13	6844.50	0.000	25.400	15.812	5826.72	4033.88	52.44	4738.50	0.00	13.00	22.22	77

reference documents for this analysis	
English title	description
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
DM08	NTC2008 - Italian standards for structural design of buildings and constructions - D.M. 14 Gennaio 2008
CNR DT206	CNR-DT 206/2007: Reccomandations for the design and execution of timber structures
UNI EN 1995-1-1_NA	UNI EN 1995-1-1 - Italy - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
ETA-11/0030	ETA-11/0030 European Technical Approval; Rothoblaas; Self-tapping screws for use in timber structures
ETA-12/0063	SFS intec AG; Self-tapping screws for use in timber constructions
ETA-12/0062	SFA intec AG; ETA-12/0062; selftapping screws for use in timber constructions
ETA-11/0086	GH Various Angle Brackets
ETA-09/0322	GH Various Angle Brackets
ETA-11/0496	Rotho Blaas TITAN Angle Brackets

- Pareti adiacenti

Elisa Moretti

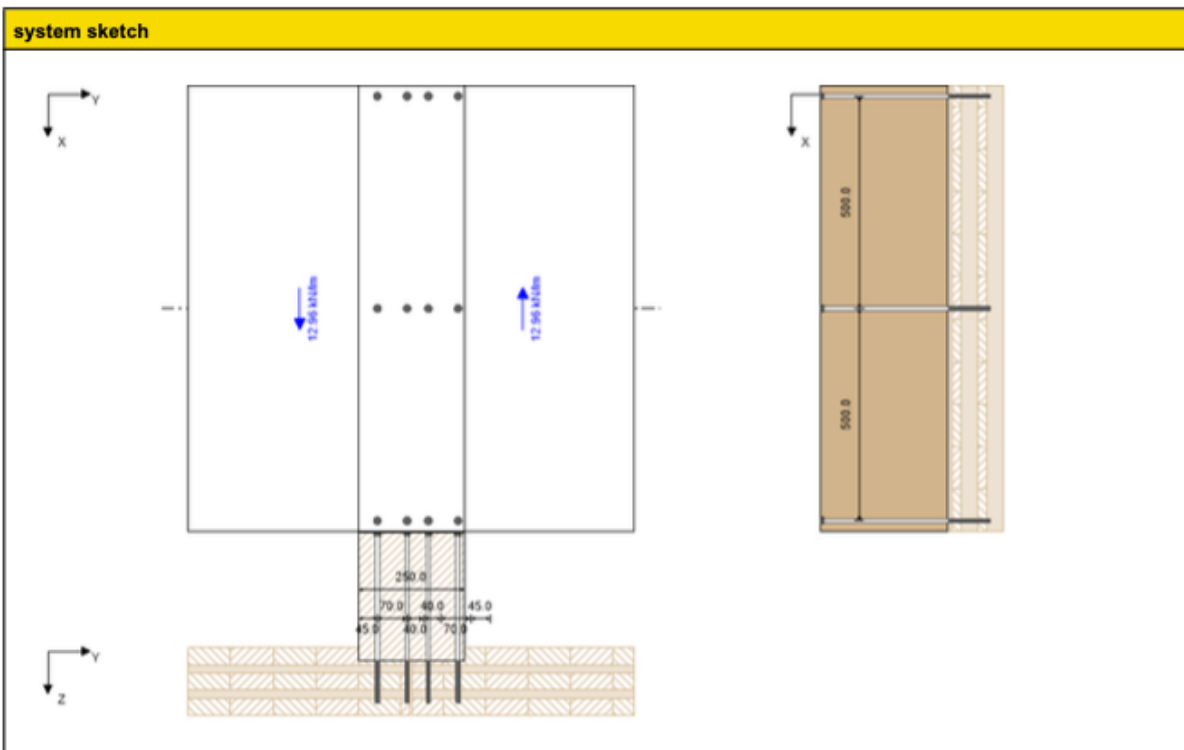
project
element

Building
38

page 1
date 02.12.2019

connection			
	F_x	12.96	kN/lm
	K_{mod}	0.9	-
	material 1	C24 spruce ETA (2014)	
	ρ_k	3.5	kN/m ³
	panel 1	CLT 160 L5s	
	orientation cover layer	X direction	
	connector type	Rothoblaas HBS	
	connectors	10/400	
	diameter	10	mm
	head diameter	18.25	mm
	length	400	mm
	thread length	100	mm
	splice plate	C24 softwood	
	splice plate width	250	mm
	splice plate thickness	300	mm
	notch depth	30	mm
number of rows	2		
pre-drilled	*		

analysis				
analysis	existing	limit	unit	utilization
plate width	250	190	mm	76 %
plate thickness	300	46	mm	15 %
CLT thickness	100	46	mm	46 %
F_v	3240	4030.552	N	80 %
count	3.215	40	count / lm	8 %



minimum spacing						
Name	$a_{1,min}$	$a_{2,min}$	$a_{3c,min}$	$a_{3t,min}$	$a_{4c,min}$	$a_{4t,min}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
CLT	40	25	60	60	25	60
plate	50	40	40	80	30	30

result in layers

element 1						
X	Dicke	Typ	α	l_{eff}	$l_{eff,v}$	$F_{ax,Rk}$
[mm]	[mm]		[°]	[mm]	[mm]	[N]
30	5	L	90	0	0	0
35	5	L	90	5	5	585
40	20	C	90	20	20	2340
60	40	L	90	40	40	4680
100	20	C	90	20	20	2340
120	40	L	90	0	0	0

results										
$b_{1,min}$	$b_{2,min}$	$f_{h,k,1}$	$f_{h,k,2}$	β	$t_{pen,1}$	$t_{pen,2}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$
[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
95	190	25.83	25.83	1.00	100.00	300.00	85.00	0.00	46	46

results												
$M_{y,r,k}$	$F_{ax,Rk}$	$F_{head,Rk}$	$F_{tens,Rk}$	$F_{k,Rk}$	$F_{v,Rk}$	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Ed}$	$F_{ax,Rd}$	$F_{ax,Ed}$	Anz.	Anz. _{max}	a_{ref}
[Nmm]	[N]	[N]	[kN]	[kN]	[N]	[N]	[kN/m]	[N]	[kN/m]	[Stk/m]	[Stk/m]	[mm]
35829.64	3497.163	497.156	0.000	0.000	5821.91	4030.55	12.96	2421.11	0.00	3.22	40.00	500

reference documents for this analysis	
English title	description
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
DM08	NTC2008 - Italian standards for structural design of buildings and constructions - D.M. 14 Gennaio 2008
CNR DT206	CNR-DT 206/2007: Reccomandations for the design and execution of timber structures
UNI EN 1995-1-1_NA	UNI EN 1995-1-1 - Italy - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
ETA-11/0030	ETA-11/0030 European Technical Approval; Rothoblaas; Self-tapping screws for use in timber structures
ETA-12/0063	SFS intec AG; Self-tapping screws for use in timber constructions
ETA-12/0062	SFA intec AG; ETA-12/0062; selftapping screws for use in timber constructions
ETA-11/0086	GH Various Angle Brackets
ETA-09/0322	GH Various Angle Brackets
ETA-11/0496	Rotho Blaas TITAN Angle Brackets

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive:

Floor	Wall 1		Wall 2	Thickness 1 [mm]	Thickness 2 [mm]	Vy [kN/m]	screw's type	n° of connectors per linear meter	n tot	i [mm]		
1 2 3	119 sx	perpendicular	219	160 L5s	160 L5s	52,44	ROTHOBLOSS VGS 9/240	13	39	77		
	119 dx	perpendicular	214			39,25	ROTHOBLOSS VGS 9/240	10	30	103		
	38	next	141			12,96	ROTHOBLOSSHBS 10/400	3	9	500		
	141	perpendicular	193			39,24	ROTHOBLOSS VGS 9/240	10	30	103		
	137	perpendicular	184			19,9	ROTHOBLOSS VGS 9/240	5	15	203		
	135	perpendicular	177			19,77	ROTHOBLOSS VGS 9/240	5	15	204		
	177	perpendicular	170			17,69	ROTHOBLOSS VGS 9/240	5	15	228		
	176	perpendicular	27			12,56	ROTHOBLOSS VGS 9/240	4	12	321		
	172	next	176			12,34	ROTHOBLOSSHBS 10/400	3	9	500		
	27	perpendicular	12			37,26	ROTHOBLOSS VGS 9/240	10	30	108		
	15	perpendicular	190			56,32	ROTHOBLOSS VGS 9/240	14	42	72		
	15	next	10			3,72	ROTHOBLOSSHBS 10/400	3	9	500		
	10	perpendicular	215			99,1	ROTHOBLOSS VGS 9/280	21	63	48		
	8	perpendicular	221			37,12	ROTHOBLOSS VGS 9/240	10	30	109		
	221	perpendicular	2			47,37	ROTHOBLOSS VGS 9/240	12	36	85		
	219	perpendicular	159			14,17	ROTHOBLOSS VGS 9/240	4	12	285		
	210	perpendicular	159			10,57	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	382		
	209	perpendicular	162			19,08	ROTHOBLOSS VGS 9/240	4	12	211		
	165	perpendicular	215			113,68	ROTHOBLOSS VGS 9/320	21	63	48		
	144	perpendicular	198			8,95	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	451		
	152	perpendicular	198			7,96	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	500		
	202	perpendicular	155			28,26	ROTHOBLOSS VGS 9/240	7	21	143		
	201	perpendicular	166			38,52	ROTHOBLOSS VGS 9/240	11	33	105		
	190	perpendicular	164			17,6	ROTHOBLOSS VGS 9/240	5	15	229		
	188	perpendicular	157			5,28	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	500		
	185	perpendicular	146			84	ROTHOBLOSS VGS 9/240	21	63	48		

Floor	Wall 1		Wall 2	Thickness 1 [mm]	Thickness 2 [mm]	V _y [kN/m]	screw's type	n° of connectors per linear meter	n tot	i [mm]
4 5 6	509	perpendicular	596	140 L5s	140 L5s	12,47	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	323
	474	perpendicular	591			12,5	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	323
	474	next	518			11,96	ROTHOBLOSSHBS 10/400	3	9	500
	514	perpendicular	561			13,34	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	302
	512	perpendicular	554			12,44	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	324
	547	perpendicular	553			11,29	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	357
	553	next	549			11,37	ROTHOBLOSSHBS 10/400	3	9	500
	463	perpendicular	549			11,27	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	358
	463	perpendicular	567			11,3	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	357
	461	perpendicular	458			33,83	ROTHOBLOSS VGS 9/240	9	27	119
	461	next	456			10,13	ROTHOBLOSSHBS 10/400	3	9	500
	456	perpendicular	592			97,68	ROTHOBLOSS VGS 9/240	21	63	49
	545	perpendicular	598			32,66	ROTHOBLOSS VGS 9/240	9	27	124
	598	perpendicular	450			40,05	ROTHOBLOSS VGS 9/240	10	30	101
	596	perpendicular	536			99,93	ROTHOBLOSS VGS 9/240	21	63	48
	591	perpendicular	521			130	ROTHOBLOSS VGS 11/400	19	57	56
	589	perpendicular	529			30,61	ROTHOBLOSS VGS 9/240	8	24	132
	587	perpendicular	536			9,17	ROTHOBLOSS VGS 9/240	3	9	415
	539	perpendicular	586			20,15	ROTHOBLOSS VGS 9/240	5	15	200
	542	perpendicular	586			40,24	ROTHOBLOSS VGS 9/240	10	30	100
	542	perpendicular	578			34,86	ROTHOBLOSS VGS 9/240	9	27	116
	575	perpendicular	539			31,46	ROTHOBLOSS VGS 9/240	8	24	128
	529	perpendicular	579			37,28	ROTHOBLOSS VGS 9/240	9	27	108
	575	perpendicular	532			28,51	ROTHOBLOSS VGS 9/240	7	21	141
	526	perpendicular	575			75,51	ROTHOBLOSS VGS 9/240	19	57	53
	572	perpendicular	526			32,78	ROTHOBLOSS VGS 9/240	9	27	123
	570	perpendicular	523			34,08	ROTHOBLOSS VGS 9/240	9	27	118
	523	perpendicular	561			96,14	ROTHOBLOSS VGS 9/280	21	63	50
	562	perpendicular	534			81,33	ROTHOBLOSS VGS 9/240	21	63	50
	541	perpendicular	567			47,36	ROTHOBLOSS VGS 9/240	12	36	85

Floor	Wall 1		Wall 2	Thickness 1 [mm]	Thickness 2 [mm]	Vy [kN/m]	screw's type	n° of connectors per linear meter	n tot	i [mm]
7 8 9	658	perpendicular	745	120 L5s	120 L5s	29,89	ROTHOBLASS VGS 9/240	8	24	135
	740	perpendicular	623			11,89	ROTHOBLASS VGS 9/240	3	9	339
	623	next	667			14,73	ROTHOBLASSHBS 10/400	3	9	500
	667	perpendicular	719			8,73	ROTHOBLASS VGS 9/240	3	9	462
	663	perpendicular	710			29,77	ROTHOBLASS VGS 9/240	7	21	136
	661	perpendicular	703			12,53	ROTHOBLASS VGS 9/240	3	9	322
	696	perpendicular	702			16,27	ROTHOBLASS VGS 9/240	5	15	248
	702	next	698			10,25	ROTHOBLASSHBS 10/400	3	9	500
	698	perpendicular	613			12,72	ROTHOBLASS VGS 9/240	3	9	317
	608	perpendicular	613			23,04	ROTHOBLASS VGS 9/240	6	18	175
	611	perpendicular	716			44,16	ROTHOBLASS VGS 9/240	11	33	91
	611	next	606			14,51	ROTHOBLASSHBS 10/400	3	9	500
	604	perpendicular	741			53,37	ROTHOBLASS VGS 9/240	14	42	76
	604	perpendicular	747			20,08	ROTHOBLASS VGS 9/240	5	15	201
	747	perpendicular	600			60,16	ROTHOBLASS VGS 9/240	15	45	67
	685	perpendicular	745			51,1	ROTHOBLASS VGS 9/240	13	39	79
	740	perpendicular	670			76,57	ROTHOBLASS VGS 9/240	19	57	53
	738	perpendicular	678			42,3	ROTHOBLASS VGS 9/240	11	33	95
	736	perpendicular	688			40,85	ROTHOBLASS VGS 9/240	11	33	99
	735	perpendicular	685			12,47	ROTHOBLASS VGS 9/240	3	9	323
	741	perpendicular	691			32,24	ROTHOBLASS VGS 9/240	8	24	125
	727	perpendicular	692			50,08	ROTHOBLASS VGS 9/240	13	39	81
	688	perpendicular	727			16,83	ROTHOBLASS VGS 9/240	5	15	240
	728	perpendicular	681			19,42	ROTHOBLASS VGS 9/240	5	15	208
	678	perpendicular	724			38,64	ROTHOBLASS VGS 9/240	10	30	104
	675	perpendicular	721			10,35	ROTHOBLASS VGS 9/240	3	9	390
	672	perpendicular	719			34,22	ROTHOBLASS VGS 9/240	9	27	118
	710	perpendicular	672			76,21	ROTHOBLASS VGS 9/240	19	57	53
	711	perpendicular	683			29,04	ROTHOBLASS VGS 9/240	7	21	139
	714	perpendicular	683			52,47	ROTHOBLASS VGS 9/240	13	39	77
	690	perpendicular	714			40,95	ROTHOBLASS VGS 9/240	11	33	99
	721	perpendicular	675			41,32	ROTHOBLASS VGS 9/240	11	33	98
721	perpendicular	681	19,95	ROTHOBLASS VGS 9/240	5	15	202			
728	perpendicular	678	14,99	ROTHOBLASS VGS 9/240	3	9	269			

Si riporta la parte analitica delle verifiche effettuate grazie a Calculatis

- Verifica a taglio degli elementi di unione

La resistenza a taglio di progetto di ogni singolo pannello che compone una determinata parete viene calcolata secondo il modello proposto dalla norma UNI EN 1995-1-1 al punto 9.2.4.2 “Analisi semplificata di pareti a diaframma – Metodo A”.

Per una parete realizzata con diversi pannelli, si raccomanda che il valore di progetto della capacità portante sia calcolata da:

in cui:

$$F_{v,Rd} = \sum_i F_{i,v,Rd}$$

$F_{i,v,Rd}$ rappresenta la capacità portante di lastra di progetto del pannello in conformità ai punti 9.2.4.2(4) e 9.2.4.2(5) della norma UNI EN 1995-1-1.

I pannelli contenenti un'apertura di porta o finestra non sono considerati in grado di contribuire alla capacità portante di lastra in conformità al punto 9.2.4.2 (6) della norma UNI EN 1995-1-1.

Per i pannelli aventi fogli su entrambi i lati si applicano le seguenti regole:

- se i fogli e i mezzi di unione sono tutti dello stesso tipo e dimensioni, allora la capacità portante di piastra totale della parete è assunta come la somma delle capacità portante di piastra dei singoli lati
- se si utilizzano differenti tipi di fogli e si usano mezzi di unione aventi simile modulo di scorrimento (moduli di scorrimento che non variano tra loro più del 20%), allora viene preso in considerazione il 75% della capacità portante di piastra del lato più debole
- negli altri casi viene preso in considerazione il 50% della capacità portante di piastra del lato più debole

- Resistenza dei connettori

I valori di resistenza sono valutati secondo la teoria di Johansen riportata al punto 8.2.2 della norma UNI EN 1995-1-1 per il caso di connessioni pannello-legno ad un piano di taglio.

La capacità portante caratteristica per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione è assunta come il valore minimo determinato dalle espressioni che seguono:

$$F_{v,Rk,a} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

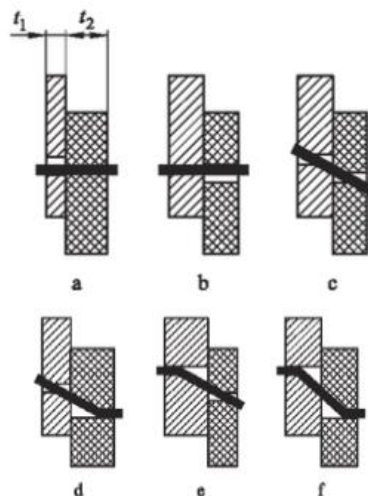
$$F_{v,Rk,b} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$F_{v,Rk,c} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$F_{v,Rk,d} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$F_{v,Rk,e} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \cdot \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$F_{v,Rk,f} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$



Nelle espressioni riportate il primo termine rappresenta la capacità portante secondo la teoria di

Johansen, mentre il secondo termine $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ è il contributo dovuto all' *effetto fune*.

- Resistenza ad estrazione dei connettori

La capacità caratteristica ad estrazione dei chiodi, $F_{ax,Rk}$, viene assunta come il valore più basso fra quelli ricavati mediante le seguenti espressioni:

- Per i chiodi a gambo liscio

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k,punta} d t_{pen,telaio} \\ f_{ax,k,testa} d t + f_{head,k} d_h^2 \end{cases}$$

- Per i chiodi ad aderenza migliorata

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k,punta} d t_{pen,telaio} = f_{ax,k,350} \left(\frac{\rho_{k,tip}}{350}\right)^{0.8} d t_{pen,telaio} \\ f_{head,k} d_h^2 = f_{head,k,350} \left(\frac{\rho_{k,head}}{350}\right)^{0.8} d_h^2 \end{cases}$$

In cui:

$f_{ax,k,punta}$ è la resistenza caratteristica ad estrazione sul lato della punta

$f_{ax,k,testa}$ è la resistenza caratteristica ad estrazione sul lato della testa

$f_{head,k}$ è la resistenza caratteristica dell'attraversamento dell'elemento da parte della testa, sul lato della testa del chiodo

d è il diametro del chiodo

d_h è il diametro della testa del chiodo

$t_{pen,telaio}$ è il valore minimo tra la lunghezza di penetrazione dal lato della punta e la lunghezza della parte filettata inserita nell'elemento che riceve la punta, cioè il telaio

t è lo spessore dell'elemento del lato della testa, cioè il pannello

$F_{ax,Rk}$ è il valore caratteristico della resistenza ad estrazione del connettore

$F_{v,Rk}$ è il valore caratteristico della capacità portante del mezzo di unione valutata considerando sia il contributo Johansen sia il contributo dovuto all'effetto fune

Limite effetto fune: rappresenta il limite espresso in percentuale del contributo alla capacità portante laterale dovuto all'effetto fune

- Verifica a taglio sui fogli di rivestimento

La resistenza a taglio di progetto di ogni singolo pannello che compone una determinata parete viene calcolata secondo il modello proposto dalla norma UNI EN 1995-1-1 al punto 9.2.4.2 "Analisi semplificata di pareti a diaframma – Metodo A".

Per una parete realizzata con diversi pannelli, si raccomanda che il valore di progetto della capacità portante sia calcolata mediante l'espressione:

$$F_{v,Rd} = \sum_i F_{i,v,Rd}$$

in cui:

$F_{i,v,Rd}$ rappresenta la resistenza a taglio di progetto del pannello. La resistenza a taglio di ciascun pannello, $F_{i,v,Rd}$ vale:

$$F_{i,j,v,Rd} = f_{j,v,d} \cdot b_i \cdot t_{i,j}$$

In cui :

$F_{i,j,v,Rd}$ è la resistenza a taglio del singolo foglio, in lui il primo pedice indica il pannello di appartenenza e il secondo il lato (esterno o interno)

$f_{i,v,d}$ è la resistenza a taglio del singolo foglio di rivestimento

b_i è la larghezza del pannello

$t_{i,j}$ è lo spessore del foglio di rivestimento

- Verifiche ad ingobbamento per taglio dei fogli di rivestimento

In accordo con il punto 9.2.4.1 dell'Eurocodice EN1995-1-1 l'ingobbamento per taglio dei fogli di rivestimento può essere trascurato poiché tutte le pareti utilizzate nel progetto verificano il criterio

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100$$

dove:

b_{net} è la distanza tra i montanti

t è lo spessore del foglio di rivestimento

- Progetto viti tra soletta e parete sottostante

Per il progetto delle viti tra soletta e parete sottostante si è proceduto prendendo i valori di V_x (sforzo di taglio lungo x) sul modello RFEM e ponendoli all'interno di F_x ; ancora una volta F_y è pari a zero mentre K_{mod} è 0,9.

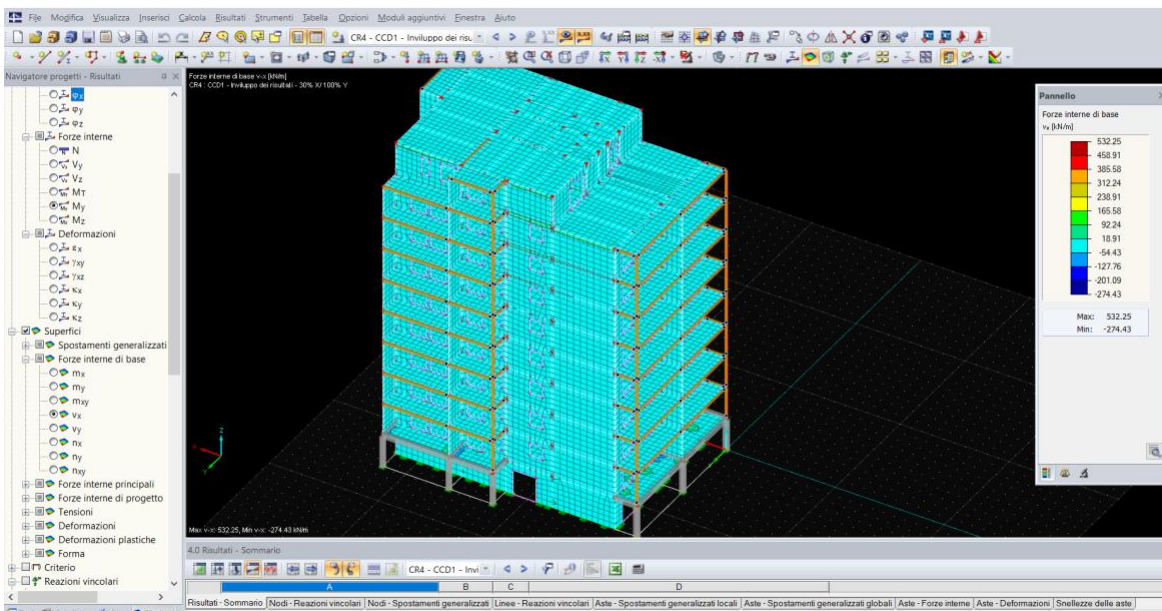
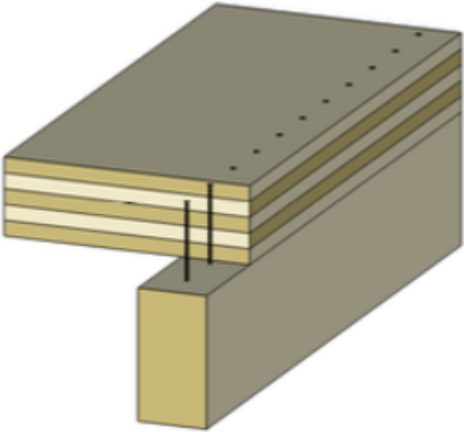


Fig.12.32 Valori V_x su modello RFEM

In questo caso le viti devono essere necessariamente inclinate per evitare il fenomeno del sollevamento della soletta.

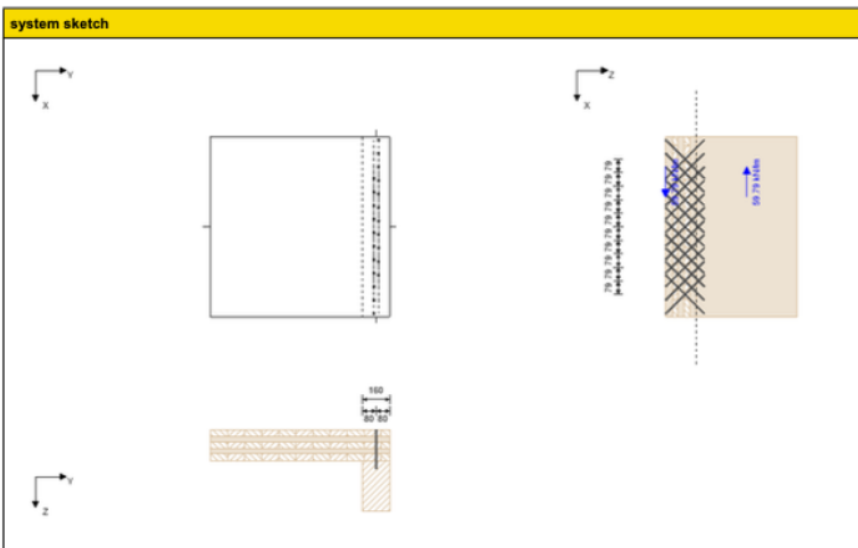
connection



F_x	59.79	kN/m
F_y	0	kN/m
K_{rot}	0.9	-
material 1	C24 spruce ETA (2014)	
ρ_k	3.5	kN/m ²
panel 1	CLT 180 L5s	
orientation cover layer	X direction	
material 2	C24 softwood	
ρ_k	3.5	kN/m ²
connector type	Rothoblaas VGS	
connectors	9/320	
setup	crossed	
diameter	9	mm
head diameter	16	mm
length	320	mm
thread length	310	mm
pre-drilled	*	
timber beam width	160	mm
timber beam height	295	mm

analysis

analysis	existing	limit	unit	utilization
width 1	160	94	mm	59 %
width 2	160	94	mm	59 %
thickness 1	255	42	mm	17 %
thickness 2	65	42	mm	65 %
Fax	3342.9	3342.899	N	100 %
count	25.294	31.427	count / lm	80 %



minimum spacing						
Name	a _{1,min}	a _{2,min}	a _{3c,min}	a _{3,min}	a _{4c,min}	a _{4,min}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
CLT top	45	14	54	54	36	54
timber beam bottom	45	36	36	80	27	27

result in layers

element 1						
X	Dicke	Typ	α	l _{eff}	l _{eff,v}	F _{ax,Rk}
[mm]	[mm]		[°]	[mm]	[mm]	[N]
0	7	L	90	0	0	0
7	33	L	90	46.6	32.9	4904
40	30	C	45	42.4	30	4061
70	40	L	90	56.6	40	5957
110	30	C	45	42.4	30	4061
140	36	L	90	51.6	36.5	5430
176	4	L	90	0	0	0

results											
b _{1,min}	b _{2,min}	f _{b,k,1}	f _{b,k,2}	β	t _{per,1}	t _{per,2}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	t _{1,req}	t _{2,req}	
[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
95	95	26.12	26.12	1.00	254.56	65.44	239.56	50.44	42	42	

results												
M _{y,Rk}	F _{ax,Rk}	F _{head,Rk}	F _{int,Rk}	F _{l,Rk}	F _{v,Rk}	F _{v,Rd}	F _{v,Ed}	F _{ax,Rd}	F _{ax,Ed}	Anz.	Anz _{max}	a _{ref}
[Nmm]	[N]	[N]	[kN]	[kN]	[N]	[N]	[kN/lm]	[N]	[kN/lm]	[Stk/m]	[Stk/m]	[mm]
27244.13	4828.63	0.000	25.400	15.812	5322.75	3684.98	0.00	3342.90	84.56	25.29	31.43	79

reference documents for this analysis	
English title	description
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
DM08	NTC2008 - Italian standards for structural design of buildings and constructions - D.M. 14 Gennaio 2008
CNR DT206	CNR-DT 206/2007: Recommendations for the design and execution of timber structures
UNI EN 1995-1-1_NA	UNI EN 1995-1-1 - Italy - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
ETA-11/0030	ETA-11/0030 European Technical Approval; Rothblaas; Self-tapping screws for use in timber structures
ETA-12/0063	SFS intec AG; Self-tapping screws for use in timber constructions
ETA-12/0062	SFA intec AG; ETA-12/0062; selftapping screws for use in timber constructions
ETA-11/0086	GH Various Angle Brackets
ETA-09/0322	GH Various Angle Brackets
ETA-11/0496	Rotho Blaas TITAN Angle Brackets

Si riportano le tabelle riepilogative anche in questo caso:

Floor	Wall	Thickness [mm]	Vx for screws between slab and wall [kN/m]	wall length[m]	Vx for screws between slab and wall [kN]	screw's type: ROTHBLASS VGS	n° of connectors per linear meter	n tot
1 2 3	119	160 L5s for wall and 165 for slab	14,03	5,75	80,67	9/320 crossed	6	35
	38		14,61	2	29,22	9/320 crossed	4	8
	141		14,35	2,07	29,70	9/320 crossed	4	8
	137		11,97	4,24	50,75	9/320 crossed	3	13
	135		12,68	6,06	76,84	9/320 crossed	3	18
	177		3,02	6,69	20,20	9/320 crossed	1	7
	176		6,48	7,1	46,01	9/320 crossed	2	14
	172		59,79	1,98	118,38	9/320 crossed	26	51
	27		12,17	6,06	73,75	9/320 crossed	5	30
	15		15,56	4,24	65,97	9/320 crossed	7	30
	10		3,59	4,3	15,44	9/320 crossed	2	9
	8		6,51	5,75	37,43	9/320 crossed	3	17
	221		18,04	7,1	128,08	9/320 crossed	6	43
	219		22,1	6,7	148,07	9/320 crossed	10	67
	2		10,13	1,98	20,06	9/320 crossed	5	10
	159		12,96	5,75	74,52	9/320 crossed	6	35
	162		14,82	2	29,64	9/320 crossed	6	12
	144		21,94	2	43,88	9/320 crossed	10	20
	149		14,58	2,07	30,18	9/320 crossed	7	14
	146		15	4,24	63,60	9/320 crossed	7	30
	152		18,31	2	36,62	9/320 crossed	8	16
	155		10,81	2,07	22,38	9/320 crossed	5	10
	157		15	4,24	63,60	9/320 crossed	7	30
	165		10,74	2	21,48	9/320 crossed	5	10
	166		3,5	2,07	7,25	9/320 crossed	2	4
	164		15,32	4,24	64,96	9/320 crossed	7	30
	184		11,3	3,5	39,55	9/320 crossed	5	18
	185		2,05	1,75	3,59	9/320 crossed	1	2
	189		5,3	3,3	17,49	9/320 crossed	3	10
	190		15,56	5,2	80,91	9/320 crossed	7	36
	12		6,2	1,98	12,28	9/320 crossed	3	6
	170		6,5	1,98	12,87	9/320 crossed	3	6
	193		12,7	3,5	44,45	9/320 crossed	6	21
	195		7,08	1,75	12,39	9/320 crossed	3	5
	214		15,05	3,5	52,68	9/320 crossed	7	25
	212		3,5	1,75	6,13	9/320 crossed	1	2
	210		14,82	1,44	21,34	9/320 crossed	7	10
	209		10	1,85	18,50	9/320 crossed	5	9
	215		17,82	5,2	92,66	9/320 crossed	8	42
	198		14,82	1,75	25,94	9/320 crossed	7	12
	202		11,28	1,44	16,24	9/320 crossed	5	7
	201		16,41	1,85	30,36	9/320 crossed	7	13

Floor	Wall	Thickness [mm]	Vx for screws between slab and wall [kN/m]	wall length[m]	Vx for screws between slab and wall [kN]	screw's type: ROTHBLASS VGS	n° of connectors per linear meter	n tot
4 5 6	509	140 L5s for wall and 165 for slab	16,76	5,75	96,37	9/320 crossed	7	40
	474		4	2	8,00	9/320 crossed	2	4
	518		20,93	2,07	43,33	9/320 crossed	9	19
	514		21	4,24	89,04	9/320 crossed	9	38
	512		5,7	6,06	34,54	9/320 crossed	3	18
	554		5,57	6,69	37,26	9/320 crossed	3	20
	553		9,76	7,1	69,30	9/320 crossed	5	36
	549		2,78	1,98	5,50	9/320 crossed	2	4
	463		10,98	6,06	66,54	9/320 crossed	5	30
	461		18,76	4,24	79,54	9/320 crossed	8	34
	456		30,28	4,3	130,20	9/320 crossed	13	56
	454		20	5,75	115,00	9/320 crossed	9	52
	598		23,87	7,1	169,48	9/320 crossed	11	78
	596		26,59	6,7	178,15	9/320 crossed	12	80
	450		20	1,98	39,60	9/320 crossed	9	18
	536		26,88	5,75	154,56	9/320 crossed	12	69
	539		4	2	8,00	9/320 crossed	2	4
	521		26,88	2	53,76	9/320 crossed	12	24
	526		23,74	2,07	49,14	9/320 crossed	10	21
	523		13,15	4,24	55,76	9/320 crossed	6	25
	529		29,38	2	58,76	9/320 crossed	13	26
	532		12,59	2,07	26,06	9/320 crossed	6	12
	534		20,33	4,24	86,20	9/320 crossed	9	38
	542		9,36	2	18,72	9/320 crossed	4	8
	543		29,38	2,07	60,82	9/320 crossed	13	27
	541		16,03	4,24	67,97	9/320 crossed	7	30
	561		20,33	3,5	71,16	9/320 crossed	9	32
	562		18	1,75	31,50	9/320 crossed	8	14
	566		23,87	3,3	78,77	9/320 crossed	11	36
	567		25	5,2	130,00	9/320 crossed	11	57
	458		5,51	1,98	10,91	9/320 crossed	3	6
	547		9,8	1,98	19,40	9/320 crossed	5	10
	570		4,81	3,5	16,84	9/320 crossed	2	7
	572		13,15	1,75	23,01	9/320 crossed	6	11
	591		21,78	3,5	76,23	9/320 crossed	10	35
	589		19,36	1,75	33,88	9/320 crossed	9	16
	587		21,71	1,44	31,26	9/320 crossed	10	14
	586		19,77	1,85	36,57	9/320 crossed	9	17
	592		20,33	5,2	105,72	9/320 crossed	9	47
	575		39,19	1,75	68,58	9/320 crossed	16	28
	579		26,65	1,44	38,38	9/320 crossed	12	17
	578		13,73	1,85	25,40	9/320 crossed	6	11

Piani	Superior wall	spessore	Vx per chiodi tra parete superiore e inferiore [kN/m]	Lunghezza parete [m]	Vx per chiodi tra parete superiore e inferiore [kN]	tipo vite ROTHOBLOSS VGS	n connettori al metro lineare	n tot
7 8 9	658	120 for wall and 165 for slab	10	5,75	57,50	9/320 crossed	5	29
	623		5,9	2	11,80	9/320 crossed	3	6
	667		3,28	2,07	6,79	9/320 crossed	2	4
	663		7,24	4,24	30,70	9/320 crossed	4	17
	661		2,54	6,06	15,39	9/320 crossed	2	12
	703		4,37	6,69	29,24	9/320 crossed	2	13
	702		14,18	7,1	100,68	9/320 crossed	6	43
	698		1,86	1,98	3,68	9/320 crossed	1	2
	613		7,75	6,06	46,97	9/320 crossed	4	24
	611		11,79	4,24	49,99	9/320 crossed	5	21
	606		17,71	4,3	76,15	9/320 crossed	8	34
	604		29	5,75	166,75	9/320 crossed	13	75
	747		16,28	7,1	115,59	9/320 crossed	7	50
	745		13,54	6,7	90,72	9/320 crossed	6	40
	600		16,28	1,98	32,23	9/320 crossed	7	14
	685		16,99	5,75	97,69	9/320 crossed	8	46
	688		11,95	2	23,90	9/320 crossed	5	10
	670		17,25	2	34,50	9/320 crossed	8	16
	675		16,44	2,07	34,03	9/320 crossed	7	14
	672		8,77	4,24	37,18	9/320 crossed	4	17
	678		13,74	2	27,48	9/320 crossed	6	12
	681		11,95	2,07	24,74	9/320 crossed	5	10
	683		19,02	4,24	80,64	9/320 crossed	8	34
	691		5	2	10,00	9/320 crossed	3	6
	692		19	2,07	39,33	9/320 crossed	8	17
	690		10,47	4,24	44,39	9/320 crossed	5	21
	710		13,36	3,5	46,76	9/320 crossed	6	21
	711		10,80	1,75	18,90	9/320 crossed	5	9
	715		15,09	3,3	49,80	9/320 crossed	7	23
	716		5,3	5,2	27,56	9/320 crossed	3	16
	608		6,09	1,98	12,06	9/320 crossed	3	6
	696		14,2	1,98	28,12	9/320 crossed	6	12
	719		17,51	3,5	61,29	9/320 crossed	8	28
	721		16	1,75	28,00	9/320 crossed	7	12
	740		14,04	3,5	49,14	9/320 crossed	6	21
	738		15,44	1,75	27,02	9/320 crossed	7	12
	736		10,27	1,44	14,79	9/320 crossed	5	7
	735		5,76	1,85	10,66	9/320 crossed	3	6
	741		5,38	5,2	27,98	9/320 crossed	3	16
	724		53,47	1,75	93,57	9/320 crossed	23	40
	728		36,94	1,44	53,19	9/320 crossed	16	23
	727		8	1,85	14,80	9/320 crossed	4	7

- Progetto e verifica degli angolari, cioè delle connessioni tra soletta e parete superiore

Per il progetto degli angolari tra soletta e parete sovrastante si è proceduto prendendo i valori di V_x (sforzo di taglio lungo x) sul modello RFEM e ponendoli all'interno di F23 mentre F1 viene posto pari a zero; K_{mod} è 0,9 come nel caso precedente.

Si riporta un esempio esplicativo di ciò che è stato effettuato per ogni parete:

project element Building brackets 137 page 1
Elisa Moretti date 02.12.2019

connection

F_1	0	kN
F_{23}	19.52	kN
K_{mod}	0.9	-
connectors	TITAN F - TCF200, Hv > 90 mm	

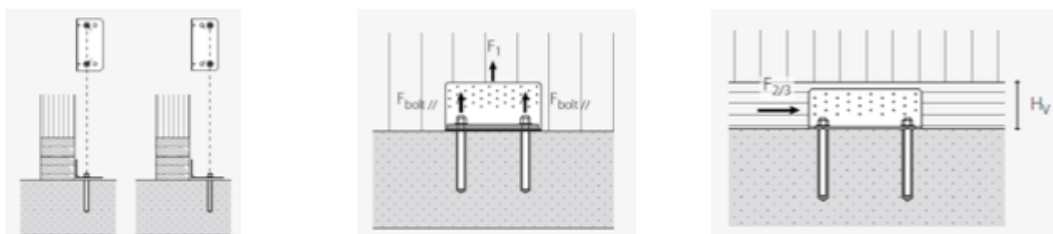
design F₂₃

$F_{k,23} =$	19.5 kN	$R_{k,23,Holz} =$	42.5 kN
		$Y_m =$	1.3 -
		$k_{mod} =$	0.90 -
$F_{d,23} =$	19.5 kN	$R_{d,23} =$	29.4 kN
utilization ratio	66 %		

design forces for anchorage to concrete

design values, having "in" in the index refer to an inner anchor position
design values, having "out" in the index refer to an outer anchor position
see technical approvals and assessment documents

$F_{d,Bolt,23,in} = 14.64$ [kN]
 $F_{d,Bolt,23,out} = 18.7392$ [kN]



reference documents for this analysis	
English title	description
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
DM08	NTC2008 - Italian standards for structural design of buildings and constructions - D.M. 14 Gennaio 2008
CNR DT206	CNR-DT 206/2007: Recommendations for the design and execution of timber structures
UNI EN 1995-1-1_NA	UNI EN 1995-1-1 - Italy - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
ETA-11/0030	ETA-11/0030 European Technical Approval; Rothoblaas; Self-tapping screws for use in timber structures
ETA-12/0063	SFS intec AG; Self-tapping screws for use in timber constructions
ETA-12/0062	SFA intec AG; ETA-12/0062; selftapping screws for use in timber constructions
ETA-11/0086	GH Various Angle Brackets
ETA-09/0322	GH Various Angle Brackets

Le small brackets scelte sono le TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50 di cui si riporta un'immagine per chiarezza:



Fig.12.33 Small brackets

Si riportano le tabelle riepilogative dei risultati ottenuti su Calculatis:

Floor	Superior wall	Slab	Vx tra parete e floor superiore [kN/m]	wall lenght [m]	Vx between wall and floor [kN]	small brackets	Utilization [%]	Rd [kN]	Vx < Rd	
1 2 3	119	50	16,91	5,75	97,23	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK	
	38	60	15,05	2	30,10	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	141	62	25,77	2,07	53,34	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	137	66	4,65	4,24	19,72	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	66%	29,4	OK	
	135	55	12,7	6,06	76,96	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK	
	177	71	5,22	6,69	34,92	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	176	59	6,48	7,1	46,01	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	172	59	5,07	1,98	10,04	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	34%	29,4	OK	
	27	59	8,66	6,06	52,48	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	15	68	15,56	4,24	65,97	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK	
	10	61	7,5	4,3	32,25	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	8	54	33,72	5,75	193,89	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 7 small brackets	205,8	OK	
	221	67	22,1	7,1	156,91	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 6 small brackets	176,4	OK	
	219	67	20,94	6,7	140,30	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 6 small brackets	176,4	OK	
	2	62	7,17	1,98	14,20	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	48%	29,4	OK	
	159	60	22,1	5,75	127,08	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 5 small brackets	147	OK	
	162	60	6,61	2	13,22	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	45%	29,4	OK	
	144	60	18,31	2	36,62	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	149	62	14,58	2,07	30,18	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	146	63	14,82	4,24	62,84	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK	
	152	60	11,28	2	22,56	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	77%	29,4	OK	
	155	62	13,21	2,07	27,34	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	93%	29,4	OK	
	157	66	13,21	4,24	56,01	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	165	61	17,01	2	34,02	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	166	62	16,41	2,07	33,97	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	164	63	10,19	4,24	43,21	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	184	66	11,27	3,5	39,45	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	185	58	3,05	1,75	5,34	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	18%	29,4	OK	
	189	57	63,35	3,3	209,06	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 8 small brackets	235,2	OK	
	190	59	15,56	5,2	80,91	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK	
	12	68	1,42	1,98	2,81	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	10%	29,4	OK	
170	71	6,47	1,98	12,81	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	44%	29,4	OK		
193	65	18,31	3,5	64,09	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK		
195	65	1,5	1,75	2,63	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	9%	29,4	OK		
214	50	19,13	3,5	66,96	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK		
212	51	7,72	1,75	13,51	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	46%	29,4	OK		
210	52	23,96	1,44	34,50	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK		
209	52	7,8	1,85	14,43	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	49%	29,4	OK		
215	53	14,85	5,2	77,22	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK		
198	60	14,58	1,75	25,52	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	87%	29,4	OK		
202	60	11,28	1,44	16,24	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	55%	29,4	OK		
201	61	16,41	1,85	30,36	TITAN F- TCF200, H=90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK		

Floor	Superior wall	Slab	Vx tra parete e floor superiore [kN/m]	wall lenght [m]	Vx between wall and floor [kN]	small brackets	Utilization [%]	Rd [kN]	Vx < Rd	
4 5 6	509	486	15,72	5,75	90,39	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK	
	474	496	14,28	2	28,56	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	97%	29,4	OK	
	518	498	13,62	2,07	28,19	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	96%	29,4	OK	
	514	502	26,85	4,24	113,84	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK	
	512	491	29,23	6,06	177,13	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 7 small brackets	205,8	OK	
	554	505	6,45	6,69	43,15	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	553	494	5,8	7,1	41,18	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	549	504	4,93	1,98	9,76	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	91%	29,4	OK	
	463	495	42,5	6,06	257,55	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 9 small brackets	264,6	OK	
	461	504	15,39	4,24	65,25	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK	
	456	498	27,35	4,3	117,61	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 5 small brackets	147	OK	
	454	490	20,58	5,75	118,34	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 5 small brackets	147	OK	
	598	490	22,38	7,1	158,90	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 6 small brackets	176,4	OK	
	596	486	25,11	6,7	168,24	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 6 small brackets	176,4	OK	
	450	490	18,04	1,98	35,72	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	536	488	22,59	5,75	129,89	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 5 small brackets	147	OK	
	539	488	19,05	2	38,10	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	521	496	19,77	2	39,54	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	526	498	39,16	2,07	81,06	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK	
	523	501	30,28	4,24	128,39	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 5 small brackets	147	OK	
	529	487	18,5	2	37,00	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	532	498	26,65	2,07	55,17	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	534	502	18,09	4,24	76,70	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK	
	542	497	21,34	2	42,68	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	543	498	20,01	2,07	41,42	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	541	502	26,81	4,24	113,67	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK	
	561	491	29,23	3,5	102,31	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK	
	562	490	20,03	1,75	35,05	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	566	493	15,57	3,3	51,38	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
	567	500	15,57	5,2	80,96	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK	
	458	500	3,71	1,98	7,35	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	25%	29,4	OK	
	547	505	17,49	1,98	34,63	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK	
570	501	26,88	3,5	94,08	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK		
572	501	1,69	1,75	2,96	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	10%	29,4	OK		
591	486	19,91	3,5	69,69	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK		
589	487	11,26	1,75	19,71	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	67%	29,4	OK		
587	488	9,23	1,44	13,29	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	45%	29,4	OK		
586	488	9,36	1,85	17,32	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	59%	29,4	OK		
592	488	44,72	5,2	232,54	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 8 small brackets	235,2	OK		
575	490	2	1,75	3,50	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	12%	29,4	OK		
579	490	0,22	1,44	0,32	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	1%	29,4	OK		
578	490	4,9	1,85	9,07	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	31%	29,4	OK		

Floor	Superior wall	Slab	Vx tra parete e floor superiore [kN/m]	wall lenght [m]	Vx beetween wall and floor [kN]	small brackets	Utilization [%]	Rd [kN]	Vx < Rd
7 8 9	658	635	21,95	5,75	126,21	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 5 small brackets	147	OK
	623	645	20,07	2	40,14	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	667	647	19,22	2,07	39,79	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	663	650	38,22	4,24	162,05	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 6 small brackets	176,4	OK
	661	640	41,8	6,06	253,31	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 9 small brackets	264,6	OK
	703	654	4,28	6,69	28,63	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	97%	29,4	OK
	702	643	3,63	7,1	25,77	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	88%	29,4	OK
	698	653	2,97	1,98	5,88	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	20%	29,4	OK
	613	644	24,64	6,06	149,32	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 6 small brackets	176,4	OK
	611	649	26,39	4,24	111,89	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK
	606	647	12	4,3	51,60	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	604	639	62,9	5,75	361,68	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 13 small brackets	382,2	OK
	747	652	12,36	7,1	87,76	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK
	745	652	14,16	6,7	94,87	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK
	600	652	27,74	1,98	54,93	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	685	637	31,37	5,75	180,38	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 7 small brackets	205,8	OK
	688	645	13,44	2	26,88	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	91%	29,4	OK
	670	645	55,22	2	110,44	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK
	675	645	21,47	2,07	44,44	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	672	650	14,63	4,24	62,03	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 3 small brackets	88,2	OK
	678	645	23,97	2	47,94	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	681	647	16,76	2,07	34,69	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	683	651	25,39	4,24	107,65	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK
	691	646	29,2	2	58,40	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	692	647	9,98	2,07	20,66	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	70%	29,4	OK
	690	648	36,49	4,24	154,72	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 6 small brackets	176,4	OK
	710	640	16,48	3,5	57,68	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	711	641	10,11	1,75	17,69	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	60%	29,4	OK
	715	642	31,34	3,3	103,42	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 4 small brackets	117,6	OK
	716	649	60,07	5,2	312,36	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 11 small brackets	323,4	OK
	608	653	5,03	1,98	9,96	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	34%	29,4	OK
	696	654	3,9	1,98	7,72	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	26%	29,4	OK
	719	650	10,8	3,5	37,80	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	721	648	4,09	1,75	7,16	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	24%	29,4	OK
	740	636	16,06	3,5	56,21	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	738	636	11,94	1,75	20,90	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	71%	29,4	OK
	736	645	11,94	1,44	17,19	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	58%	29,4	OK
	735	637	8,25	1,85	15,26	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	52%	29,4	OK
	741	639	9,62	5,2	50,02	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	to check this wall we can use 2 small brackets	58,8	OK
	724	645	3	1,75	5,25	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	18%	29,4	OK
728	645	7,88	1,44	11,35	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	39%	29,4	OK	
727	647	6,6	1,85	12,21	TITAN F- TCF200, Hv>90 mm/Screw 5x50	41%	29,4	OK	

In questo caso bisogna verificare che la resistenza delle small brackets sia maggiore dell'azione agente. Nel caso in cui un solo angolare (bracket) non fosse sufficiente si procede affiancandone più di uno.

Si riporta la parte analitica delle verifiche effettuate grazie a Calculatis.

- Sollecitazioni agenti

Le sollecitazioni taglienti agenti sul singolo angolare sono valutate dividendo il taglio V_2 per il numero degli angolari presenti nella parete (tenendo in conto dell'eventuale presenza di angolari su entrambi i lati dell'elemento strutturale).

$$V_a = \frac{V_2}{n_{anc}}$$

V_2 è la sollecitazione tagliente di progetto agente sulla parete considerata

n_{anc} è il numero di ancoraggi a taglio presenti nella parete

La forza di taglio agente sull'ancorante maggiormente caricato viene calcolata tenendo in conto del momento aggiuntivo dovuto al non allineamento tra forze esterne agenti sulla flangia verticale dell'angolare e l'ancorante stesso mediante un coefficiente, indicato con k_t . Si ha

$$V_p = V_a \cdot k_t$$

- Resistenza angolare

Il valore di progetto della capacità portante a taglio dell'angolare può essere valutato a partire dal valore caratteristico mediante la seguente espressione

$$R_{a,d} = \frac{k_{mod} \cdot R_{a,k,dens}}{\gamma_M}$$

In cui:

$R_{a,k,dens}$ è la resistenza caratteristica della chiodatura corretta, per una densità del materiale utilizzato inferiore a 350 kg/m³ secondo la formula $R_{a,k,dens} = R_{c,k} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^2$

La verifica viene effettuata confrontando la forza agente con la resistenza alla rottura.

$$V_{a,d} \leq R_{a,d}$$

- Progetto e verifica hold-down

Per il progetto degli hold-down poste solo agli angoli delle pareti si è proceduto prendendo i valori di n_x (sforzo normale) sul modello RFEM e ponendoli all'interno di F1; F23 è pari a zero mentre K_{mod} è 0,9.

Le hold down scelte sono le WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50 di cui si riporta un'immagine per chiarezza:



Fig.12.34 Hold down

L'interfaccia su Calculatis è la medesima degli angolari (small brackets):

connection

	F_1	24.06	kN
	F_{23}	0	kN
	K_{mod}	0.9	-
	connectors	WHT740 + WHTBS130	

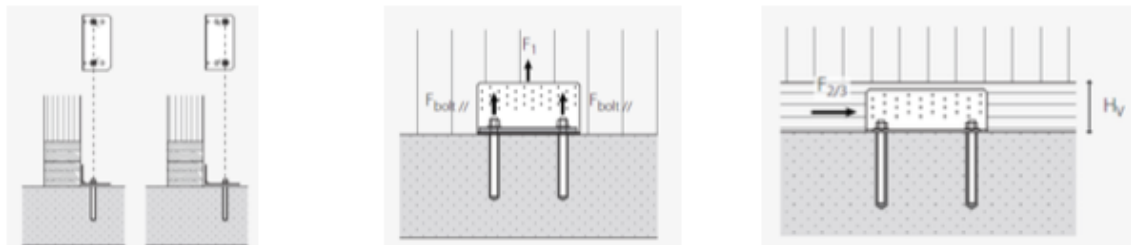
design F_1

$F_{k,1} =$	24.1 kN	$R_{k,1, Holz} =$	144.8 kN
		$R_{k,1, Stahl} =$	158.6 kN
		$\gamma_m =$	1.3 -
		$K_{mod} =$	0.90 -
$F_{d,1} =$	24.1 kN	$R_{d,1} =$	100.2 kN
utilization ratio			24 %

design forces for anchorage to concrete

design values, having "in" in the index refer to an inner anchor position
 design values, having "out" in the index refer to an outer anchor position
 see technical approvals and assessment documents

$$F_{d, Bolt, //} = 24.06 \text{ [kN]}$$



reference documents for this analysis

English title	description
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
DM08	NTC2008 - Italian standards for structural design of buildings and constructions - D.M. 14 Gennaio 2008
CNR DT206	CNR-DT 206/2007: Recommendations for the design and execution of timber structures
UNI EN 1995-1-1_NA	UNI EN 1995-1-1 - Italy - National Annex - Nationally determined parameters - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
ETA-11/0030	ETA-11/0030 European Technical Approval; Rothoblaas; Self-tapping screws for use in timber structures
ETA-12/0063	SFS intec AG; Self-tapping screws for use in timber constructions
ETA-12/0062	SFA intec AG; ETA-12/0062; selftapping screws for use in timber constructions
ETA-11/0086	GH Various Angle Brackets
ETA-09/0322	GH Various Angle Brackets

Si riportano le tabelle riepilogative dei risultati ottenuti su Calculatis:

Floor	Wall	spessore	nx [kN/m] left	Hold down left	Utilization [%]	Rd [kN]	nx < Rd	nx [kN/m] right	Hold down right	Utilization [%]	Rd [kN]	nx < Rd
1 2 3	119	160 L5s for wall and 165 for slab	24,06	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	24%	100,2	OK	41,23	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	41%	100,2	OK
	38		41,23	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	41%	100,2	OK	19,82	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	20%	100,2	OK
	141		3,71	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	4%	100,2	OK	31,45	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	32%	100,2	OK
	137		33,69	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	34%	100,2	OK	42,6	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	43%	100,2	OK
	135		37,17	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	37%	100,2	OK	17,06	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	17%	100,2	OK
	177		17,06	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	17%	100,2	OK	14,09	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	14%	100,2	OK
	176		18,35	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	18%	100,2	OK	40,65	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	41%	100,2	OK
	172		99,49	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	99%	100,2	OK	31,13	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	31%	100,2	OK
	27		62,85	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	63%	100,2	OK	46,16	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	46%	100,2	OK
	15		148,81	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	116,62	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
	10		116,62	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	176,34	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
	8		176,34	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	128,54	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
	221		128,54	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	16,22	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	16%	100,2	OK
	219		230,08	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK	44,82	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	45%	100,2	OK
	2		9,86	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	10%	100,2	OK	74,75	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	75%	100,2	OK
	159		10,89	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	11%	100,2	OK	13,44	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	14%	100,2	OK
	162		18,61	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	19%	100,2	OK	246,99	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK
	144		34,75	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	35%	100,2	OK	24,42	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	25%	100,2	OK
	149		24,42	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	25%	100,2	OK	9,37	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	9%	100,2	OK
	146		13,33	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	13%	100,2	OK	82,14	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	82%	100,2	OK
	152		7,94	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	8%	100,2	OK	16,24	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	16%	100,2	OK
	155		38,38	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	39%	100,2	OK	49,86	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	50%	100,2	OK
	157		2,41	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	3%	100,2	OK	36,43	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	37%	100,2	OK
	165		62,95	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	63%	100,2	OK	222,14	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK
	166		10,86	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	11%	100,2	OK	38,89	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	39%	100,2	OK
	164		34,54	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	35%	100,2	OK	2,61	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	3%	100,2	OK
	184		20,22	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	20%	100,2	OK	109,38	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
	185		82,14	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	83%	100,2	OK	74,23	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	74%	100,2	OK
	189		25,96	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	26%	100,2	OK	138,76	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
	190		34,54	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	35%	100,2	OK	14,96	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	15%	100,2	OK
	12		46,16	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	46%	100,2	OK	41,66	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	42%	100,2	OK
	170		19,23	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	19%	100,2	OK	14,09	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	14%	100,2	OK
	193		31,45	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	31%	100,2	OK	26,37	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	27%	100,2	OK
	195		44,04	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	44%	100,2	OK	112,45	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
	214		296,24	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK	41,23	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	41%	100,2	OK
	212		98,8	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	99%	100,2	OK	34,75	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	35%	100,2	OK
	210		219,79	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK	6,62	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	7%	100,2	OK
	209		222,14	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK	11,23	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	11%	100,2	OK
	215		176,34	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	76,72	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	77%	100,2	OK
	198		43,1	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	43%	100,2	OK	49,86	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	50%	100,2	OK
202	87,41	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	87%	100,2	OK	132,08	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK		
201	40,11	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	40%	100,2	OK	164,12	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK		

Floor	Superior wall	spessore	nx [kN/m] left	Hold down left	Utilization [%]	Rd [kN]	nx < Rd	nx [kN/m] right	Hold down right	Utilization [%]	Rd [kN]	nx < Rd
4 5 6	140 Ls	509	60,28	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	60%	100,2	OK	20,57	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	21%	100,2	OK
		474	28,74	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	29%	100,2	OK	39,13	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	39%	100,2	OK
		518	25,12	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	25%	100,2	OK	27,6	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	28%	100,2	OK
		514	6,69	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	7%	100,2	OK	9,7	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	10%	100,2	OK
		512	9,53	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	10%	100,2	OK	9,42	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	9%	100,2	OK
		554	9,61	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	10%	100,2	OK	71,22	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	71%	100,2	OK
		553	1,81	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	2%	100,2	OK	35,06	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	35%	100,2	OK
		549	59,09	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	60%	100,2	OK	13,24	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	13%	100,2	OK
		463	35,06	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	35%	100,2	OK	52,26	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	52%	100,2	OK
		461	104,69	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	61,55	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	62%	100,2	OK
		456	73,1	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	73%	100,2	OK	59,43	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	59%	100,2	OK
		454	39,79	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	40%	100,2	OK	21,42	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	21%	100,2	OK
		598	86,35	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	86%	100,2	OK	321,34	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 4 hold down	400,8	OK
		596	77,86	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	78%	100,2	OK	294,8	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK
		450	7,12	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	7%	100,2	OK	4,91	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	5%	100,2	OK
		536	12,86	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	13%	100,2	OK	15,69	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	16%	100,2	OK
		539	14,98	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	15%	100,2	OK	7,02	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	7%	100,2	OK
		521	8,42	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	9%	100,2	OK	138,66	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		526	39,72	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	40%	100,2	OK	10,1	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	10%	100,2	OK
		523	10,1	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	10%	100,2	OK	21,57	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	22%	100,2	OK
		529	198,56	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	198,89	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		532	121,14	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	120,82	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		534	61,19	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	61%	100,2	OK	63,43	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	63%	100,2	OK
		542	100,86	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	29,68	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	30%	100,2	OK
		543	161,66	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	271,03	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK
		541	202,9	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	118,45	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		561	3,98	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	4%	100,2	OK	46,94	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	47%	100,2	OK
		562	475,3	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 5 hold down	501,00	OK	126,73	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		566	11,56	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	12%	100,2	OK	78,95	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	79%	100,2	OK
		567	78,95	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	79%	100,2	OK	104,75	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		458	27,91	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	28%	100,2	OK	52,26	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	52%	100,2	OK
		547	7,89	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	8%	100,2	OK	7,13	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	7%	100,2	OK
		570	164,73	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	10,61	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	11%	100,2	OK
		572	408,32	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 5 hold down	501,00	OK	121,14	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		591	184,27	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	365,96	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 4 hold down	400,8	OK
		589	231,33	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK	163,8	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		587	349,32	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 4 hold down	400,8	OK	163,24	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		586	90,61	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	91%	100,2	OK	261,74	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK
		592	294,74	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down	300,6	OK	628,52	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 7 hold down	701,4	OK
		575	580,59	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 6 hold down	601,2	OK	63,43	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	63%	100,2	OK
		579	198,56	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK	161,66	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK
		578	538,1	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 6 hold down	601,2	OK	116,8	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down	200,4	OK

Floor	Superior wall	spessore	nx [kN/m] left	Hold down left	Utilization [%]	Rd [kN]	nx < Rd	nx [kN/m] right	Hold down right	Utilization [%]	Rd [kN]	nx < Rd		
7 8 9	120 L5s	658	40,02	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	40%	100,2	OK	29,41	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	29%	100,2	OK		
		623	23,67	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	24%	100,2	OK	45,77	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	46%	100,2	OK		
		667	30,22	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	30%	100,2	OK	55,39	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	55%	100,2	OK		
		663	91,9	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	92%	100,2	OK	25,94	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	26%	100,2	OK		
		661	16,36	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	16%	100,2	OK	11,92	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	12%	100,2	OK		
		703	200,25	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	75,07	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	75%	100,2	OK	
		702	44,26	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	44%	100,2	OK	33,8	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	34%	100,2	OK		
		698	6,6	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	7%	100,2	OK	6,61	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	7%	100,2	OK		
		613	271,93	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK	92,78	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	93%	100,2	OK	
		611	239,95	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK	173,88	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK
		606	215,66	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK	99,76	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	100%	100,2	OK	
		604	50,13	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	50%	100,2	OK	81,82	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	82%	100,2	OK		
		747	489,41	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 5 hold down		501,00	OK	572,85	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 6 hold down		601,2	OK
		745	447,21	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 5 hold down		501,00	OK	377,25	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 4 hold down		400,8	OK
		600	6,25	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	6%	100,2	OK	149,46	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	
		685	9,68	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	10%	100,2	OK	30,43	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	30%	100,2	OK		
		688	29,79	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	30%	100,2	OK	95,25	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	95%	100,2	OK		
		670	116,72	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	91,37	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	91%	100,2	OK	
		675	89,84	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	90%	100,2	OK	128,92	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	
		672	128,92	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	225,91	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK
		678	112,76	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	130,07	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK
		681	81,06	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	81%	100,2	OK	99,19	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	99%	100,2	OK		
		683	100,05	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	150,06	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK
		691	29,79	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	30%	100,2	OK	60,6	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	61%	100,2	OK		
		692	203,26	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK	55,42	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	55%	100,2	OK	
		690	77,8	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	78%	100,2	OK	84,58	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	85%	100,2	OK		
		710	25,94	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	26%	100,2	OK	101,85	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	
		711	358,07	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 4 hold down		400,8	OK	112,32	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK
		715	67,99	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	68%	100,2	OK	153,12	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	
		716	123,1	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	35,53	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	36%	100,2	OK	
		608	11,23	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	11%	100,2	OK	82,78	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	83%	100,2	OK		
		696	44,26	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	44%	100,2	OK	17,92	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	18%	100,2	OK		
		719	91,9	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	92%	100,2	OK	88,5	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	88%	100,2	OK		
		721	21,11	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	21%	100,2	OK	167,28	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	
		740	213,3	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK	88,71	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	89%	100,2	OK	
		738	365,32	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 4 hold down		400,8	OK	248,35	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK
		736	228,01	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK	152,88	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK
		735	30,43	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	30%	100,2	OK	145,7	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 2 hold down		200,4	OK	
		741	240,26	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK	374,69	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 4 hold down		400,8	OK
		724	261,76	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 3 hold down		300,6	OK	44,33	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	44%	100,2	OK	
		728	44,33	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	44%	100,2	OK	95,25	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	95%	100,2	OK		
		727	301,3	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	to check this wall we can use 4 hold down		400,8	OK	60,51	WHT740+WHTBS130/ Screw 5 x 50	61%	100,2	OK	

Anche in questo caso bisogna verificare che la resistenza dell'hold down sia maggiore dell'azione agente. Nel caso in cui un solo hold down non fosse sufficiente si procede affiancandone più di uno.

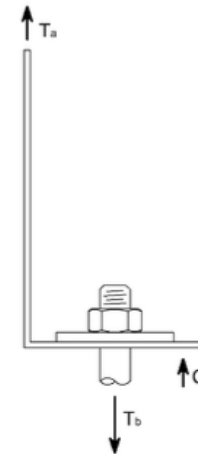
La resistenza di progetto R_d degli hold-down è associata ai seguenti modi di rottura:

- rottura della chiodatura
 - rottura lato acciaio dell'hold-down
 - rottura del bullone
- Sollecitazioni agenti

Il valore di progetto del carico agente sugli hold-down è stato valutato come illustrato nel paragrafo “Descrizione del modello”.

La forza di trazione agente sul bullone viene calcolata tenendo in conto momento aggiuntivo dovuto al non allineamento tra la forza esterna agente sulla flangia verticale dell'hold-down ed il bullone stesso mediante un coefficiente di eccentricità, indicato con k_t . Si ha

$$T_b = T_a \cdot k_t$$



del

- Resistenza alla chiodatura

Il valore di progetto della capacità portante della chiodatura è dato dalla seguente espressione

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_{c,k,dens}}{\gamma_M}$$

Dove:

$R_{c,k,dens}$ è la resistenza caratteristica della chiodatura corretta, per una densità del materiale utilizzato inferiore a 350 kg/m³ secondo la formula $R_{c,k,dens} = R_{c,k} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^2$

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alle connessioni

- Resistenza acciaio hold down

La resistenza a trazione di progetto dell'angolare può essere valutata secondo la formula

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,u,k}}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

$R_{s,k}$ è il valore caratteristico della resistenza angolare

γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza parziale della resistenza delle sezioni tese

- Resistenza a trazione del bullone

La resistenza a trazione è stata valutata secondo quanto riportato nella tabella 3.4 della norma UNI EN 1993-1-8 mediante la seguente formula

$$R_{t,d} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

f_{ub} è la resistenza ultima a trazione dell'ancorante
 A_s è l'area resistente della parte filettata del gambo dell'ancorante
 γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza

$$T_{a,d} \leq R_{a,d} = \min. (R_{c,d}; R_{s,d})$$

$$T_{b,d} \leq R_{b,d} = R_{t,d}$$

Dove:

$T_{a,d}$ è il valore di progetto della sollecitazione agente sull'hold-down
 $T_{b,d}$ è il valore di progetto della sollecitazione agente sul bullone
 $R_{c,k}$ è la resistenza caratteristica del collegamento lato legno
 $R_{s,k}$ è il valore caratteristico della resistenza angolare
 $R_{b,k}$ è la resistenza caratteristica a trazione del bullone di collegamento
 K_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità
 γ_M coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, dipendente dal tipo di verifica
 $R_{a,d}$ valore di progetto della resistenza hold-down, assunto pari al minore tra i valori relativi alle resistenze di progetto di tutti i meccanismi di rottura ad esso associati
 $R_{b,d}$ valore di progetto della resistenza del bullone

12.5 Verifica spostamento massimo dell'edificio: Limitazione del danneggiamento

Il "requisito relativo alla limitazione del danneggiamento" è considerato soddisfatto se, per effetto di un'azione sismica caratterizzata da una maggiore probabilità di verificarsi che non l'azione sismica di progetto corrispondente al "requisito di non-collasso" in accordo con i punti **2.1(1)P** e **3.2.1(3)**, i movimenti relativi tra i piani sono limitati in accordo con il punto **4.4.3.2.** (eurocode 8)

Potrebbero essere richieste altre verifiche per la limitazione del danneggiamento nei casi di edifici importanti per la protezione civile o che contengono attrezzature sensibili.

- Limitazione del movimento relativo tra i piani

Si devono rispettare le seguenti limitazioni a meno che non sia diversamente specificato

a) per edifici che hanno elementi non-strutturali, costituiti da materiale fragile, solidali con la struttura:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 h$$

b) per edifici che hanno elementi non-strutturali duttili:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 h$$

c) per edifici che hanno elementi non-strutturali fissati in modo da non interferire

con le deformazioni della struttura o senza elementi non-strutturali:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 h$$

dove:

v è il coefficiente di riduzione che tiene conto del più basso periodo di ritorno dell'azione sismica, associata al requisito di limitazione del danneggiamento.

Poiché ci troviamo in classe di importanza II $v=0,5$

H è l'altezza

d_r è il valore di progetto del movimento relativo tra i piani

Non è necessario che il valore di d_s sia maggiore del valore derivato dallo spettro elastico.

Nel caso in esame utilizziamo l'espressione per edifici che hanno elementi non-strutturali, costituiti da materiale fragile, solidali con la struttura:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 h$$

caso con spostamento generato considerando il 100% delle forze agenti in direzione x e il 30% in direzione y

limitation of interstorey drift								
dr 1	dr2	Δdr	v	$dr \cdot v$	\leq	h	$0,005 \cdot h$	verification
0,0937	0,088	0,0134	0,5	0,0067	\leq	3	0,015	ok
0,088	0,0852	0,0028	0,5	0,0014	\leq	3	0,0225	ok
0,0852	0,068	0,0172	0,5	0,0086	\leq	3	0,0225	ok
0,068	0,054	0,014	0,5	0,007	\leq	3	0,0225	ok
0,054	0,037	0,017	0,5	0,0085	\leq	3	0,0225	ok
0,037	0,0256	0,0114	0,5	0,0057	\leq	3	0,0225	ok
0,0256	0,015	0,0106	0,5	0,0053	\leq	3	0,0225	ok
0,015	0,008	0,007	0,5	0,0035	\leq	3	0,0225	ok

caso con spostamento generato considerando il 100% delle forze agenti in direzione y e il 30% in direzione x

limitation of interstorey drift								
dr 1	dr2	Δdr	v	$dr \cdot v$	\leq	h	$0,005 \cdot h$	verification
0,123	0,11	0,0134	0,5	0,0067	\leq	3	0,015	ok
0,11	0,09	0,02	0,5	0,010	\leq	3	0,015	ok
0,09	0,08	0,01	0,5	0,005	\leq	3	0,015	ok
0,08	0,075	0,005	0,5	0,0025	\leq	3	0,015	ok
0,075	0,066	0,009	0,5	0,0045	\leq	3	0,015	ok
0,066	0,043	0,023	0,5	0,0115	\leq	3	0,015	ok
0,043	0,022	0,021	0,5	0,0105	\leq	3	0,015	ok
0,022	0,015	0,007	0,5	0,0035	\leq	3	0,015	ok

13. Conclusioni

In Italia la consapevolezza dell'elevato rischio sismico, le situazioni emergenziali post-sisma e l'esigenza della riduzione dei consumi energetici hanno accelerato un processo di cambiamento, già in atto da qualche anno, riguardante un nuovo modo di concepire le costruzioni. Gli edifici in legno con le loro doti di leggerezza, rapidità di costruzione e buon comportamento termico sono la tipologia strutturale che meglio riesce a soddisfare contemporaneamente tutti questi requisiti

13.1 Esempi costruzioni in CLT (Xlam) in Italia

Si riportano di seguito alcuni esempi di costruzioni in CLT (Xlam) in Italia

- Residenza Varese



Fig.13.1 Residenza Varese

L'abitazione sorge alle pendici del Campo dei fiori, in una magnifica posizione che abbraccia la conca del Lago di Varese e dalla quale si può spingere lo sguardo oltre la sponda occidentale del Lago Maggiore, verso l'arco Alpino, dal Monte Rosa al Monviso. L'edificio si dispone nella proprietà in cerca del sole e della vista migliore.

Scheda dell'opera:

- Ubicazione: Comerio (VA)
- Progetto architettonico: Studio Ecoarchitetti Contavalli e Rivolta
- Strutture in c.a.: ing Andrea Meschini, Varese
- Calcolo strutture in legno: ing Roberto Belfiore, Varese
- Strutture in legno: Bianchi_Ferraro, Brebbia (VA)

- Durata lavori: 9 mesi (dagli scavi alla consegna delle chiavi)
 - Superfici coperta: 172mq
 - Superficie utile totale: 120mq
 - Tipologia edilizia: casa unifamiliare
 - Classificazione energetica: A+
 - Sistema costruttivo: X-LAM
 - Trasmittanze:
 - parete 0,17 W/(m² K);
 - copertura 0,21 W/(m² K);
 - pavimento su vespaio 0.17 W/(m² K);
 - componenti finestrati da 0,87 a 1,16 W/(m² K)
 - Impianti: Pompa di calore aria/acqua + 14 pannelli FV (4,5 Kwp)
-
- Edificio di 9 piani a Milano in via cenni
(da cui è stato ispirato questo progetto)



Fig.13.2 Milano Via Cenni

Scheda dell'opera:

- Soggetto attuatore: Polaris Investment Italia sgr spa
- Progettazione definitiva: Tekne s.p.a.
- Rossiprodi Associati S.R.L.: prof. arch. Fabrizio Rossi Prodi
- Borlini & Zanini SA: prof. ing. Andrea Bernasconi
- Progetto strutture in legno: Borlini & Zanini SA: prof. ing. Andrea Bernasconi
- Progettazione esecutiva: ETS Spa
- Direzione dei lavori e sicurezza: Tekne s.p.a.
- Direzione artistica: Rossiprodi Associati S.R.L.: prof. arch. Fabrizio Rossi Prodi
- Ditte appaltatrici: Carron Cav. Angelo SpA-Service Legno s.r.l
- Forniture pannelli XLAM(CLT): Produzione:StoraEnso

13.2 Esempi di costruzioni in CLT(Xlam) nel mondo

Si riportano di seguito alcuni esempi di costruzioni in CLT (Xlam) all'estero

- Torre residenziale Fortè living, Melbourne, Australia

Scheda dell'opera:

- Luogo: Melbourne, Australia
- Progettazione e costruzione: Lend Lease (Millers Point, AU)
- Strutture in legno (consulenza tecnica, piano di produzione, logistica): KLH UK Ltd. (London, GB)
- Produttore XLAM:KLH Massivholz Gmbh (Katsch / Mur, AT)
- Dati di progetto:
 - torre residenziale di 10 piani
 - 23 appartamenti
 - altezza: 32,17 metri
- Costruzione massiccia di legno con pannelli XLAM
- Durata lavori:
 - Inizio: febbraio 2012
 - Costruzioni in legno: Mag 2012 a Agosto 2012
 - Fine lavori: dicembre 2012
- Sostenibilità: Risparmio di 1.400 tonnellate di CO2 rispetto ad una costruzione di acciaio o calcestruzzo
- Links utili: Zero Net Emissions strategy
- Completamento
Dicembre 2012



Fig.13.3 Fortè living Melbourne, Australia

- Bridport House, Londra, Regno Unito

Scheda dell'opera:

- Tipologia edilizia: palazzina residenziale multipiano da 41 unità abitative
- Luogo: Bridport Place, Hackney, London
- Committente: London Borough of Hackney
- Architettura: Karakusevic Carson Architects (Londra, UK)
- Impresa: Willmott Dixon Ltd (Letchworth Garden City, Regno Unito)
- Strutture: Peter Brett Associates
- Strutture in legno: EURBAN Ltd (Londra, UK)
- Quantità di XLAM(CLT) utilizzato: 1.100 pannelli XLAM(CLT), circa 1.576 m³, 30 consegne
- Fornitore XLAM(CLT): Stora Enso Wood Products (Bad St. Leonhard, AT)
- Durata lavori: 12 settimane, da Ottobre a Novembre 2010-fine lavori 2011
- Dati tecnici: 41 appartamenti, un complesso di 8 piani e un edificio di cinque piani, 25,5 metri di altezza, costruzione in legno massiccio con elementi in legno lamellare a strati incrociati di grandi dimensioni(XLAM), compresi vani scale e ascensore
- Sostenibilità: nei 1.576 m³ di legno sono stoccate 2.113 tonnellate di CO₂



Fig.13.4 Bridport House, Londra, Regno Unito

14 Bibliografia

www.storaenso.com

www.legnolandia.com

<http://www.promolegno.com>

<https://www.xlam-italia.com/x-lam/costruire-in-x-lam>

Eurocodice 5- 2009 Progettazione delle strutture in legno: UNI EN 1995-1-1 e UNI EN 1995-2

NTC 2018

<https://wienerberger.it/approfondimenti/progettare-in-zona-sismica-regolarità-in-pianta-e-in-altezza>
Piazza M., Tomasi R., Modena R. (2009), *Strutture in legno*, Hoepli Editore. Volz, *Atlante del legno*, Utet.

Uzielli, *Il manuale del legno strutturale*, Mancosu Editore.

De Angelis, *Progettazione e calcolo delle strutture in legno lamellare*, Dei. Signorato, *Strutture in legno*, Ribis.

Lavisci, *La progettazione delle strutture in legno. Eurocodice 5 e Norme Tecniche per le Costruzioni*.

CNR - DT 206/2007: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione e il Controllo delle Strutture in Legno

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica