



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

SVILUPPO TEORICO ED APPLICAZIONE DI UN  
SISTEMA COSTRUTTIVO MISTO LEGNO ACCIAIO

Relatore: PROF. RENATO VITALIANI

Correlatore: ING. LUCA POZZA

Laureando: ANDREA BOZZA

Matricola: 602732

ANNO ACCADEMICO 2011 – 2012



"... Non vogliate negar l'esperienza  
di retro al sol, del mondo senza gente.  
Considerate la vostra semenza  
fatti non foste a viver come bruti  
ma per seguir virtute e canoscenza"

*(Dante Alighieri, Divina Commedia, Inferno canto XXVI, 116-120)*

---

# INDICE

<i>Introduzione</i> .....	1
<i>Stato dell'arte</i> .....	2
<b>1</b> <i>Principali sistemi costruttivi a secco</i> .....	5
<b>1.1</b> Sistema costruttivo platform frame .....	5
<b>1.2</b> Sistema costruttivo a gabbia portante .....	8
<b>1.3</b> Sistema costruttivo utilizzando multistrato strutturale .....	10
<b>2</b> <i>Situazione italiana</i> .....	15
<i>Descrizione sistema costruttivo in studio</i> .....	23
<i>Caso studio</i> .....	27
<b>3</b> <i>Materiali</i> .....	31
<b>3.1</b> Acciaio .....	31
<b>3.2</b> Legno .....	31
<b>3.3</b> Viti.....	31
3.3.1 Viti per collegamenti legno – legno .....	31
3.3.2 Viti per collegamenti acciaio – legno.....	32
<b>3.4</b> Bulloni.....	32
<b>4</b> <i>Composizione degli elementi</i> .....	33
<b>4.1</b> Pareti esterne .....	33
<b>4.2</b> Parteti interne fra unità abitative .....	34
<b>4.3</b> Solai interni .....	35
<b>4.4</b> Solaio di copertura .....	36
<b>4.5</b> Terrazzo.....	37
<b>5</b> <i>Normative di riferimento</i> .....	38
<b>6</b> <i>Programmi di calcolo utilizzati</i> .....	38

---

<b>7</b>	<b><i>Valutazione della sicurezza</i></b> .....	<b>38</b>
<b>8</b>	<b><i>Carichi</i></b> .....	<b>39</b>
<b>8.1</b>	<b>Carichi Accidentali</b> .....	<b>39</b>
<b>8.2</b>	<b>Neve</b> .....	<b>39</b>
<b>8.3</b>	<b>Vento</b> .....	<b>39</b>
<b>8.4</b>	<b>Azione Sismica</b> .....	<b>41</b>
8.4.1	Spettro di risposta Elastico .....	44
8.4.2	Spettro di progetto.....	46
<b>8.5</b>	<b>Combinazioni di carico agli Stati Limite</b> .....	<b>50</b>
	<b><i>Calcolo statico</i></b> .....	<b>51</b>
<b>9</b>	<b><i>Verifica del solaio di copertura</i></b> .....	<b>51</b>
<b>9.1</b>	<b>Condizioni studiate</b> .....	<b>51</b>
<b>9.2</b>	<b>Stati limite ultimi</b> .....	<b>52</b>
9.2.1	Sollecitazioni .....	52
9.2.2	Verifiche.....	62
<b>9.3</b>	<b>Stati limite d’esercizio</b> .....	<b>64</b>
<b>10</b>	<b><i>Verifica dei Solai interpiano</i></b> .....	<b>73</b>
<b>10.1</b>	<b>Condizioni studiate</b> .....	<b>73</b>
<b>10.2</b>	<b>Stati limite ultimi</b> .....	<b>74</b>
10.2.1	Sollecitazioni .....	75
10.2.2	Verifiche.....	84
<b>10.3</b>	<b>Stati limite d’esercizio</b> .....	<b>87</b>
<b>11</b>	<b><i>Verifica delle travi</i></b> .....	<b>96</b>
<b>11.1</b>	<b>Carichi</b> .....	<b>96</b>
<b>11.2</b>	<b>Verifiche: Stati limite ultimi</b> .....	<b>97</b>
11.2.1	Momento flettente .....	97
11.2.2	Taglio .....	99
11.2.3	Azioni combinate .....	99
<b>11.3</b>	<b>Verifica agli stati limite d’esercizio</b> .....	<b>100</b>
<b>12</b>	<b><i>Verifica delle travi con luci maggiori a 1,20 m</i></b> .....	<b>101</b>
<b>12.1</b>	<b>Carichi</b> .....	<b>101</b>

---

<b>12.2</b>	<b>Verifiche: Stati limite ultimi .....</b>	<b>102</b>
12.2.1	Momento flettente .....	102
12.2.2	Taglio .....	105
12.2.3	Azioni combinate .....	105
<b>12.3</b>	<b>Verifica agli stati limite d'esercizio .....</b>	<b>106</b>
<b>13</b>	<b><i>Verifica dei montanti</i>.....</b>	<b>107</b>
<b>13.1</b>	<b>Verifica dei montanti omega.....</b>	<b>107</b>
13.1.1	Carichi .....	108
13.1.2	Sforzo normale .....	108
13.1.3	Instabilità per sforzo normale centrato .....	109
<b>13.2</b>	<b>Verifica dei montanti d'angolo .....</b>	<b>111</b>
13.2.1	Carichi .....	111
13.2.2	Sforzo normale .....	112
13.2.3	Instabilità per sforzo normale centrato .....	113
<b>13.3</b>	<b>Verifica dei montanti a T .....</b>	<b>114</b>
13.3.1	Carichi .....	115
13.3.2	Sforzo normale .....	115
13.3.3	Instabilità per sforzo normale centrato .....	116
<b>14</b>	<b><i>Verifica delle pareti</i> .....</b>	<b>117</b>
<b>14.1</b>	<b>Sollecitazioni .....</b>	<b>118</b>
<b>14.2</b>	<b>Verifica in direzione verticale.....</b>	<b>119</b>
<b>14.3</b>	<b>Verifica in direzione orizzontale .....</b>	<b>120</b>
<b>15</b>	<b><i>Verifica delle travi del terrazzo</i> .....</b>	<b>121</b>
<b>15.1</b>	<b>Carichi .....</b>	<b>121</b>
<b>15.2</b>	<b>Verifiche: Stati limite ultimi .....</b>	<b>122</b>
15.2.1	Momento flettente .....	122
15.2.2	Taglio .....	124
15.2.3	Azioni combinate .....	125
<b>15.3</b>	<b>Verifica agli stati limite d'esercizio .....</b>	<b>125</b>
<b>16</b>	<b><i>Verifica delle colonne del terrazzo</i>.....</b>	<b>126</b>
<b>16.1</b>	<b>Carichi .....</b>	<b>127</b>
<b>16.2</b>	<b>Sforzo normale.....</b>	<b>127</b>
<b>16.3</b>	<b>Instabilità per sforzo normale centrato .....</b>	<b>127</b>

---

<b>17</b>	<b><i>Verifica della platea di fondazione</i></b> .....	<b>128</b>
<b>17.1</b>	<b>Verifica agli stati limite ultimi</b> .....	<b>129</b>
17.1.1	Sollecitazioni .....	129
17.1.2	Momento flettente .....	130
17.1.3	Taglio .....	131
17.1.4	Punzonamento .....	132
	<b><i>Collegamenti</i></b> .....	<b>133</b>
<b>18</b>	<b><i>Collegamento a terra dei montanti <math>\Omega</math></i></b> .....	<b>133</b>
<b>19</b>	<b><i>Collegamento a terra dei montanti d'angolo</i></b> .....	<b>136</b>
<b>20</b>	<b><i>Collegamento a terra dei montanti a T</i></b> .....	<b>139</b>
<b>21</b>	<b><i>Collegamento montante <math>\Omega</math>– montante <math>\Omega</math></i></b> .....	<b>142</b>
21.1	Calcolo dello sforzo normale sollecitante .....	143
21.2	Verifica giunto bullonato .....	143
<b>22</b>	<b><i>Collegamento montante d'angolo – montante d'angolo</i></b> .....	<b>146</b>
<b>23</b>	<b><i>Collegamento montante a T – montante a T</i></b> .....	<b>149</b>
<b>24</b>	<b><i>Collegamento bullonato Trave L – montante <math>\Omega</math></i></b> .....	<b>152</b>
24.1	Calcolo dello sforzo normale sollecitante .....	153
24.2	Verifica giunto bullonato .....	153
<b>25</b>	<b><i>Collegamento bullonato Trave C – montante <math>\Omega</math></i></b> .....	<b>156</b>
25.1	Calcolo dello sforzo normale sollecitante .....	157
25.2	Verifica giunto bullonato .....	157
<b>26</b>	<b><i>Collegamento solaio – solaio</i></b> .....	<b>159</b>
<b>27</b>	<b><i>Collegamento solaio – struttura in acciaio</i></b> .....	<b>160</b>
<b>28</b>	<b><i>Collegamento pareti X-Lam – struttura in acciaio</i></b> .....	<b>161</b>
	<b><i>Calcolo dinamico</i></b> .....	<b>165</b>
<b>29</b>	<b><i>Analisi lineare statica</i></b> .....	<b>165</b>
<b>29.1</b>	<b>Ripartizione del taglio sismico</b> .....	<b>167</b>
29.1.1	Primo orizzontamento .....	168
29.1.2	Secondo orizzontamento .....	170

---

29.1.3	Terzo orizzontamento .....	171
29.1.4	Orizzontamento di copertura .....	172
<b>29.2</b>	<b>Verifica delle connessioni delle pareti.....</b>	<b>174</b>
29.2.1	Calcolo della capacità laterale del mezzo d'unione .....	174
29.2.2	Verifica della connessione.....	177
<b>29.3</b>	<b>Verifica delle connessioni solaio – solaio .....</b>	<b>182</b>
29.3.1	Calcolo della sollecitazione .....	182
29.3.2	Verifica del collegamento.....	184
<b>29.4</b>	<b>Verifica del cordolo e del suo collegamento alla struttura.....</b>	<b>192</b>
29.4.1	Calcolo della sollecitazione .....	193
29.4.2	Verifica del cordolo.....	194
29.4.3	Verifica della connessione con il solaio .....	194
29.4.4	Verifica della connessione con le pareti .....	197
<b>29.5</b>	<b>Verifica dei montanti.....</b>	<b>203</b>
29.5.1	Calcolo della sollecitazione .....	204
29.5.2	Verifica dei montanti omega .....	206
29.5.3	Verifica dei montanti d'angolo.....	209
29.5.4	Verifica dei montanti a T.....	212
<b>29.6</b>	<b>Verifica dei pannelli di legno controventanti .....</b>	<b>215</b>
<b>30</b>	<b><i>Analisi dinamica lineare .....</i></b>	<b><i>216</i></b>
<b>30.1</b>	<b>Convalida del modello FEM .....</b>	<b>216</b>
<b>30.2</b>	<b>Modelli FEM .....</b>	<b>221</b>
30.2.1	Modello con cerniere alla base .....	221
30.2.2	Modello con platea .....	225
<b>30.3</b>	<b>Analisi Modale .....</b>	<b>227</b>
<b>30.4</b>	<b>Analisi Spettrale.....</b>	<b>232</b>
<b>30.5</b>	<b>Verifica delle connessioni delle pareti.....</b>	<b>233</b>
30.5.1	Sollecitazioni .....	236
30.5.2	Primo orizzontamento .....	243
30.5.3	Secondo orizzontamento .....	245
30.5.4	Terzo orizzontamento .....	248
30.5.5	Orizzontamento di copertura .....	250
<b>30.6</b>	<b>Verifica dei pilatri.....</b>	<b>252</b>
30.6.1	Calcolo della sollecitazione .....	253
30.6.2	Verifica dei montanti omega .....	255



---

30.6.3	Verifica dei montanti d'angolo.....	258
30.6.4	Verifica dei montanti a T.....	261
<b>30.7</b>	<b>Verifica dei pannelli di legno controventanti.....</b>	<b>263</b>
<b><i>Conclusioni</i>.....</b>		<b>265</b>
<b><i>Bibliografia</i>.....</b>		<b>269</b>

## INTRODUZIONE

Lo studio che mi appresto ad illustrare tratta lo sviluppo di un sistema costruttivo a secco, misto legno – acciaio.

Cosa significa costruire a secco?

Costruire a secco significa non utilizzare acqua nel processo di assemblaggio, si tratta quindi di unire tra loro parti precostituite con tecnologie di giunzione a secco, cioè di tipo meccanico a solidali attraverso una precisa logica costruttiva senza l'impiego di materiali di connessione destinati a consolidarsi dopo la posa, e predisposte alle operazioni di montaggio e successivo smontaggio.

Questo comporta diversi vantaggi:

- primo fra tutti una riduzione significativa dei tempi di realizzazione;
- un minor consumo di acqua ed energia nel processo costruttivo;
- consente di prevedere con buona approssimazione i tempi e le fasi di lavoro in cantiere, favorendo una programmazione più puntuale delle operazioni da effettuare;
- le strutture sono flessibili e integrabili e possono essere modificate nel tempo adeguandosi alle eventuali nuove esigenze del proprietario;
- i materiali utilizzati sono certificati;
- è possibile modulare la struttura e renderla un prodotto industriale con una conseguente riduzione dei costi.

Le parti soggette ad assemblaggio possono riguardare solo alcuni elementi della costruzione o estendersi all'intera struttura.

Le procedure di assemblaggio impongono che in sede di produzione del componente sia risolto il problema del collegamento e dell'integrazione tra gli elementi costruttivi, sia sotto il profilo formale che tecnico. Nel primo caso vi è la necessità di rendere dimensionalmente compatibili, in fase di montaggio, elementi derivanti da produzioni differenti; nel secondo caso la necessità di renderli collegabili tra loro, al fine di semplificare ed accelerare le procedure di messa in opera.

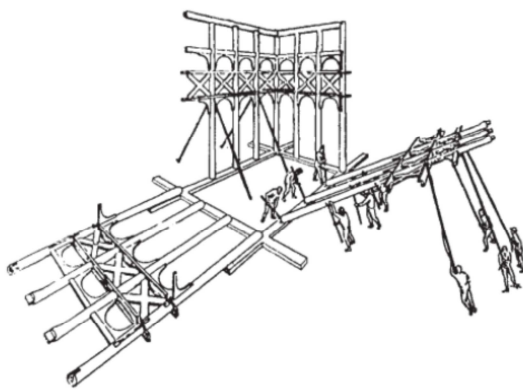
## **STATO DELL'ARTE**

I sistemi costruttivi a secco sono da sempre stati presenti nella storia dell'uomo, dai primi ripari provvisori realizzati con parti di rami, ai sistemi in pietra che basavano il loro funzionamento strutturale sulla gravità ed attrito.



*Figura 1: Antiche strutture a secco*

Passando poi per alla realizzazione di strutture in legno con connessioni ad incastro o chiodate, anche di notevoli dimensioni come le chiese medioevali norvegesi, Stav-kirke.



*Figura 2: Stav-kirke, chiese in legno tipiche della Norvegia*



*Figura 3: Sistemi a secco blockbau*

Con l'avvento dell'acciaio, e la possibilità di realizzare elementi strutturali più resistenti ed al tempo stesso più esili ed il contemporaneo sviluppo dei sistemi di calcolo delle strutture, si sono raggiunti più elevati livelli di efficienza e resistenza.



**Figura 4:** *Crystal palace, edificio in acciaio realizzato per l'esposizione universale di Londra 1851*



**Figura 5:** *Alcuni edifici a secchi odierni utilizzando l'acciaio*

# 1 PRINCIPALI SISTEMI COSTRUTTIVI A SECCO

Attualmente i principali sistemi costruttivi a secco utilizzano il legno o l'acciaio o una combinazione di entrambi, li possiamo quindi dividere in:

- sistemi platform frame;
- sistemi a gabbia portante;
- ed infine sistemi in legno a multistrato strutturale.

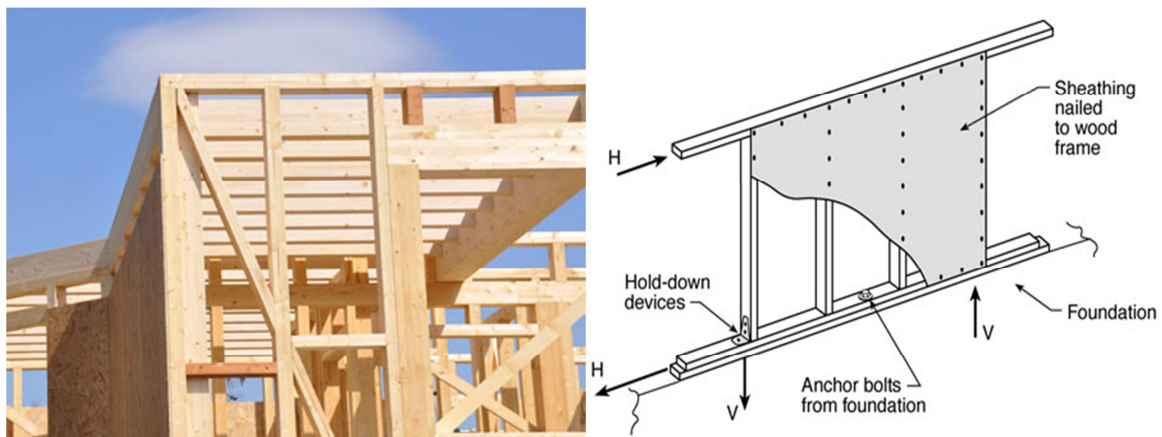
## 1.1 SISTEMA COSTRUTTIVO PLATFORM FRAME

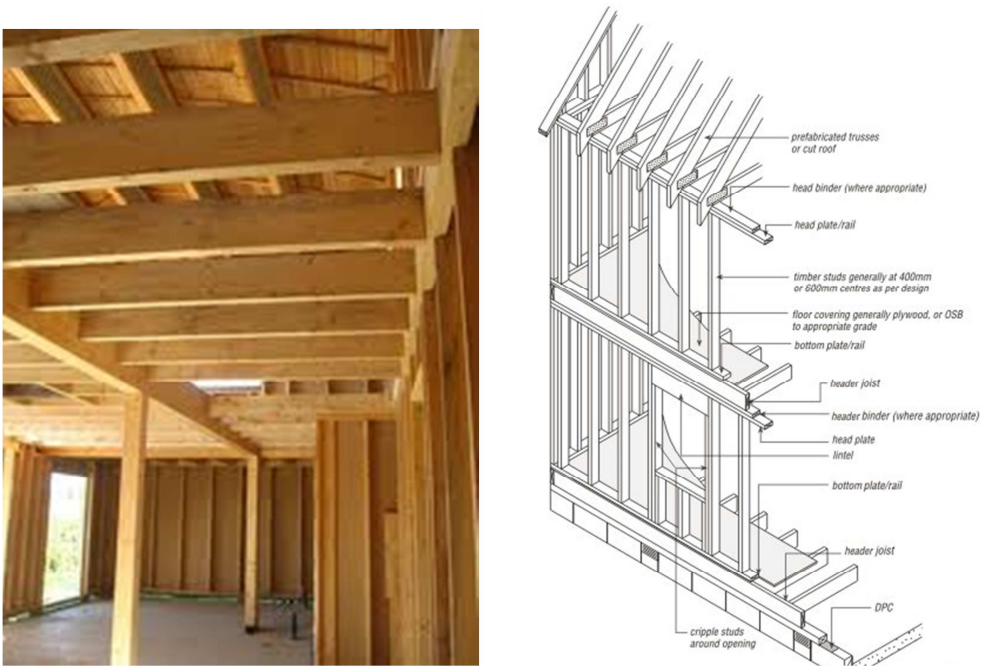
Questo sistema costruttivo è caratterizzato da montanti corti, dell'altezza del singolo piano, interrotti dai correnti orizzontali intermedi che vengono assemblati.

Nel passato il materiale di tamponamento era scelto tra torchis (impasto di creta e fibre vegetali), reti di vimini con rinzaffo di malta o pietra e/o mattoni. Oggi questo sistema ha subito delle evoluzioni e viene chiamato sistema platform-frame, derivante dal diffuso utilizzo nell'america del Nord. La realizzazione avviene attraverso l'uso di elementi strutturali a sezione ridotta posti ad un interasse multiplo di 30 cm. I solai sono composti da travetti in legno che ammorsati alle pareti permettono di costruire la piattaforma su cui si eleveranno le partizioni interne dei piani superiori.

I telai così realizzati vengono preassemblati in cantiere e montati in opera con chiodi metallici per i montanti, con connettori metallici per i solai e le coperture.

La controventature e il temponamento sono garantiti dai pannelli OSB, pannelli in lamelle di legno orientate, che diventano collaboranti con la struttura.





**Figura 6: Descrizione del sistema costruttivo platform frame, utilizzando il legno**

Negli anni questo sistema costruttivo ha subito delle varianti, come quella francese a pannelli portanti, in cui il principio costruttivo si basa su quello precedentemente descritto, con la differenza che gli elementi strutturali vengono montati nel luogo di produzione e il diverso grado di pre-assemblaggio del pannello ne costituisce anche la diversa tipologia.



**Figura 7: Variante francese del sistema costruttivo platform frame**

Si definiscono quindi:

- pannelli semichiusi: composti da ossatura e una lastra collaborante, quindi aperti su un lato
- pannelli chiusi: composti da ossatura, paramento interno, rivestimento esterno e strato di materiale isolante

mentre a seconda della dimensione del pannello:

- pannelli di piccola dimensione con interasse inferiore ai 240 cm e generalmente di tipo semichiuso
- pannelli di grande dimensione generalmente di tipo chiuso trasportabili e sollevabili solo con appositi mezzi meccanici.

Composizione dei pannelli: ogni elemento costituisce una porzione di muro, il telaio del pannello è costituito da montanti verticali e correnti superiori ed inferiori, la controventatura è assicurata dalla lastra collaborante in compensato dallo spessore minimo di 0,8 cm (CTB-X oppure OSB) o in pannelli di particelle (CTB-H) con 1 cm di spessore minimo. L'interasse generalmente adottato per i montanti è di 60 cm che corrisponde alla larghezza dei pannelli e che coincide con la trama degli elementi strutturali dei solai e del tetto per facilitare la trasmissione degli sforzi. Il profilo dei montanti è sagomato per la connessione con i pannelli successivi per facilitare e velocizzare il montaggio.

Un'ulteriore variante al sistema classico che utilizza come materiale il legno è il platform frame con montanti in acciaio formato a freddo.

In questo caso la tipologia costruttiva è la medesima del sistema classico, montanti corti della lunghezza del piano ed interrotti dai correnti orizzontali interpiano, la controventatura e tamponatura avviene con pannelli OSB o pannelli di cartongesso.







*Figura 8: Alcuni edifici che adottano il sistema platform frame utilizzando l'acciaio*

## 1.2 SISTEMA COSTRUTTIVO A GABBIA PORTANTE

Il sistema a gabbia portante prevede l'utilizzo di una struttura data da pilastri e travi.

E' un sistema più costoso degli altri, ma permette un'elevata elasticità nella composizione architettonica, con la possibilità di realizzare ampie forature sia nei solai che nelle pareti ove si possono prevedere ampie finestrate verso l'esterno.

I materiali alla base di questo sistema possono essere l'acciaio, il legno o una combinazione dei due materiali.



*Figura 9: Sistemi a gabbia portante utilizzando il legno*

Nel caso di strutture in acciaio si possono portare ad esempio le opere realizzate dall'azienda cinese "Broad Group" capace di realizzare edifici di 30 piani in una decina di giorni grazie all'elevata prefabbricazione ed all'adozione del principio costruttivo "a secco" che come precedentemente illustrato ha come maggior pregio una riduzione considerevole dei tempi di costruzione e permette una migliore organizzazione del cantiere e delle fasi costruttive.



*Figura 10: Alcune immagini dell'edificio di 30 piani realizzato dall'azienda cinese Board Group in 15 giorni*



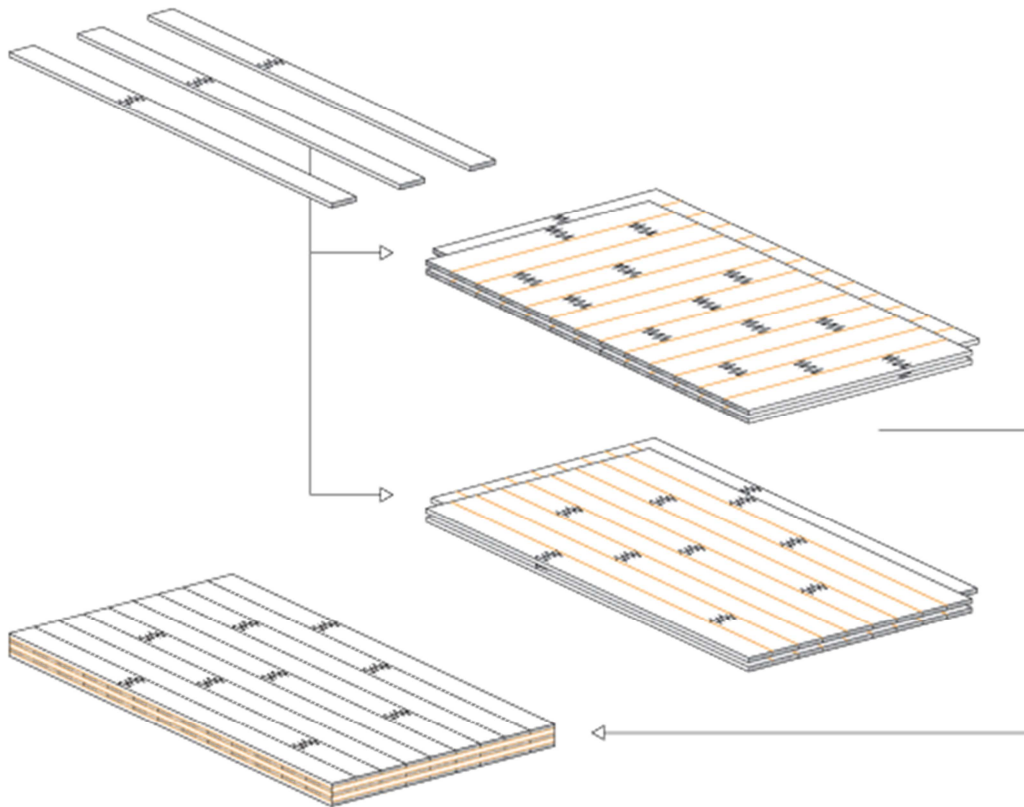
*Figura 11: Avanzamento dei lavori dell'edificio sopra citato*

### 1.3 SISTEMA COSTRUTTIVO UTILIZZANTE MULTISTRATO STRUTTURALE

La realizzazione classica di edifici di legno si basa sulla costruzione intelaiata, dove pareti e solai sono realizzati dall'unione di un telaio, composto da elementi lineari, in modo da materializzare una superficie con funzione strutturale.

L'avvento dell'X-Lam ha radicalmente modificato questa situazione: la realizzazione di superfici strutturali di grandi dimensioni, come con altri materiali da tempo utilizzati, è possibile anche con il legno. Il pannello X-Lam è formato da più strati di tavole di spessore compreso fra 16 e 35 mm, sovrapposti e ruotati fra di loro di 90 gradi, secondo il medesimo principio con cui si realizzano i pannelli di compensato di piallacci.





*Figura 12: Illustrazione del materiale X-Lam*

L'incollatura, come per la produzione del legno lamellare incollato, permette di unire le singole tavole e i singoli strati fra loro, in modo da ottenere un materiale omogeneo e monolitico sotto forma di superficie strutturale di grandi dimensioni. Le dimensioni dei pannelli più piccoli sono di 1,25 m di larghezza, mentre la lunghezza praticamente non è limitata: si tratta quindi a pieno titolo di pannelli di grandi dimensioni. Le dimensioni dei pannelli X-Lam arrivano fino a 4,80 m di larghezza e 24,00 m di lunghezza, mentre lo spessore può arrivare a svariate decine di centimetri. La dimensione del singolo pannello non è però il criterio determinante per il progettista, in quanto la tecnologia offre la possibilità di realizzare grandi superfici anche con pannelli di dimensioni più ridotte. I pannelli X-Lam permettono di realizzare elementi strutturali di legno massiccio piani, che formano la struttura dell'edificio. Quest'ultima è composta di pareti (funzione strutturale di lastra) e solette (funzione strutturale di piastra), collegate fra loro con connessioni semplici e facilmente realizzabili.



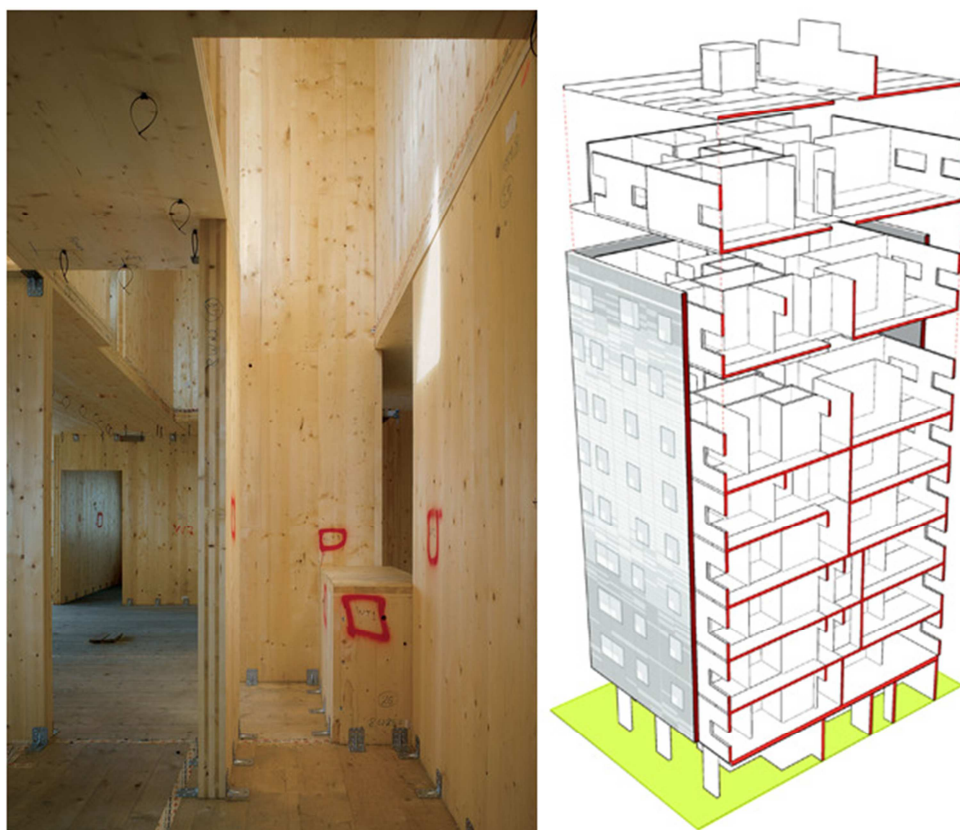
***Figura 13: Alcune realizzazioni utilizzando il sistema a pareti strutturali in legno multistrato X-Lam***

Attualmente tale tecnologia si sta diffondendo nel mercato come testimoniano l'interesse del CNR attraverso il progetto SOFIE che ha portato al test sismico attraverso tavola vibrante (in Giappone presso la città di Miki) di un edificio di sette piani realizzato in scala 1:1. Tale edificio ha superato abbondantemente il test che si basava sull'accelerogramma del terremoto di Kobe del 1995.



**Figura 14: Immagini dell'edificio in pannelli strutturali in legno multistrato X-Lam testato in Giappone dal CNR**

Un'altra importante realizzazione, che come dimensioni rappresenta il massimo finora realizzato con questa tecnologia è la *Murray Grove Towers* una torre residenziale, alta 29,75 m, con pianta quadrata di 17,5 m di lato ed è costituita da otto piani. Questa torre è interamente realizzata in legno massiccio multistrato (X-Lam) ad eccezione della fondazione su cui poggia, realizzata in calcestruzzo.



*Figura 15: Immagini del Murray Grove Towers*

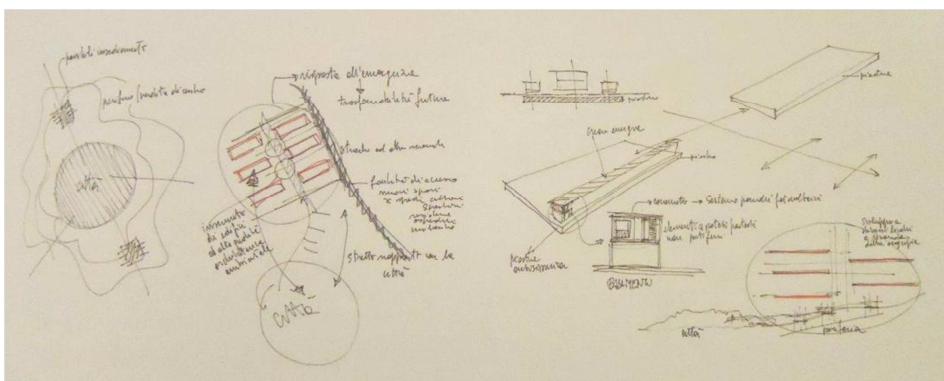
## 2 SITUAZIONE ITALIANA

In Italia le costruzioni a secco non hanno trovato largo spazio, ad eccezione degli edifici industriali realizzati con elementi in calcestruzzo armato precompresso ed alcune case private realizzate con il sistema precedentemente illustrato utilizzando legno multistrato strutturale.

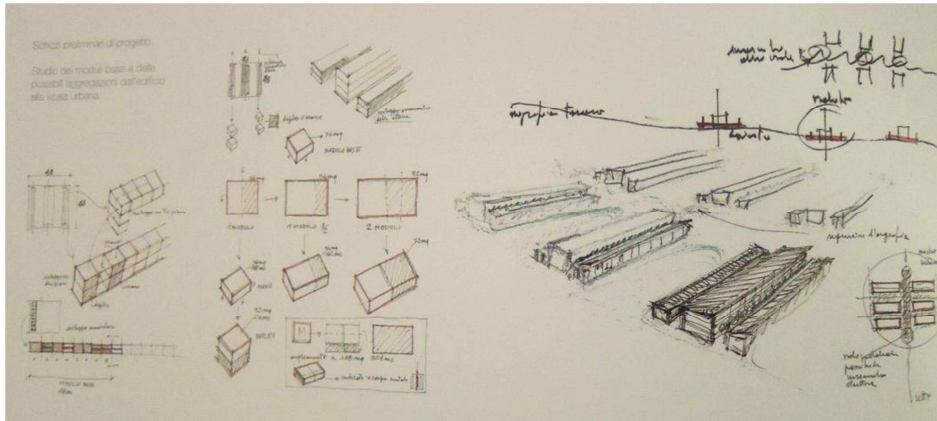
In seguito al sisma del 6 aprile 2009 che colpì l'Abruzzo i sistemi costruttivi a secco hanno suscitato una grande attenzione ed hanno creato molto interesse intorno a loro grazie alla "vetrina" datagli dal "Progetto C.A.S.E.". Come già detto in seguito al sisma che colpì l'Abruzzo nel 6 aprile del 2009, vi fu una grande richiesta in tempi ristretti di numerosi alloggi per poter ospitare il gran numero di persone (circa 23000) che si ritrovarono senza una casa a causa del sisma.

È stato in questa situazione che è nato il "Progetto C.A.S.E." (acronimo di Complessi Antisismici Sostenibili ed Ecocompatibili), progetto coordinato dalla Protezione Civile e volto alla realizzazione di edifici a due e tre piani dotati di parcheggio sotterraneo ed immersi in spazi verdi.

La prima ipotesi del Progetto C.A.S.E. era la realizzazione di interi nuclei urbani isolati sismicamente: si prevedeva di realizzare grandi piastre di calcestruzzo armato, di dimensioni 200 x 50m, isolate sismicamente e che potessero sostenere edifici di due, tre piani per circa 3000 persone.







**Figura 16: Schizzi della prima ipotesi di nuclei urbani isolati sismicamente**

Successivamente a questa prima ipotesi ed a consultazioni per capirne la reale fattibilità ed i problemi a cui si doveva correre rimedio per realizzare un così elevato numero di alloggi in un tempo così ridotto, si sono decisi i primi punti base del progetto:

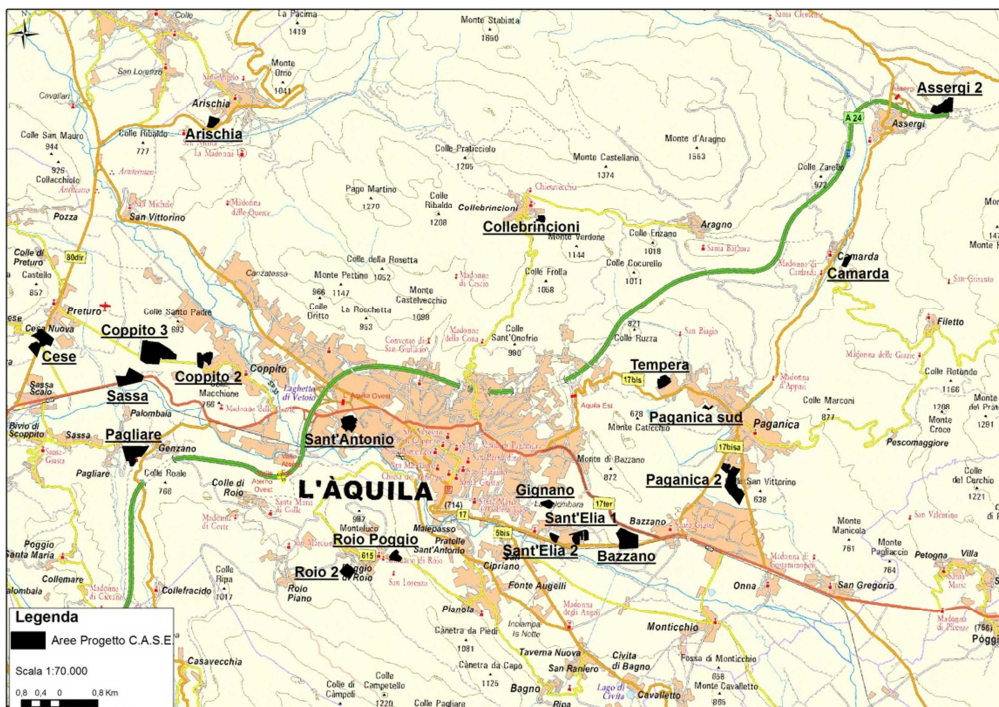
- piastre di dimensioni minori che potessero ospitare un singolo edificio, per permettere una maggiore flessibilità in relazione alle condizioni planoaltimetriche delle aree ancora da designare, le dimensioni delle piastre erano circa di 20 x 60m;
- piastre sempre isolate sismicamente per svincolarsi dalle caratteristiche del terreno ancora ignote;





*Figura 17: Immagini della piastra con isolatori*

- la realizzazione di numerosi piccoli villaggi che comprendessero un numero di piastre compreso tra 4 e 20;

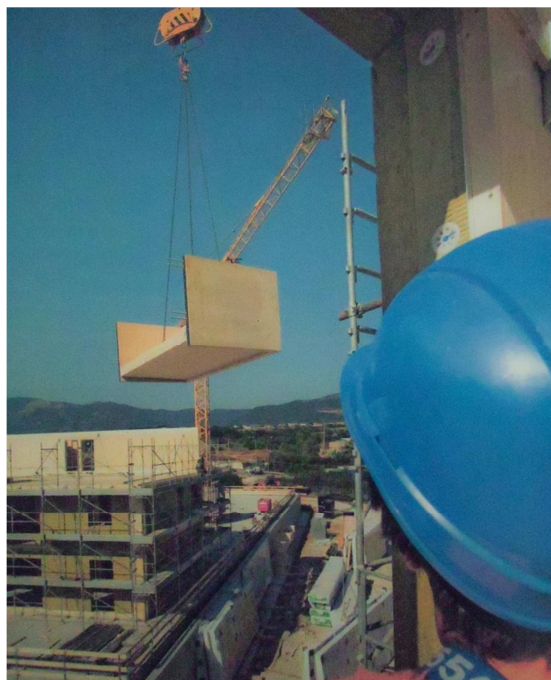


*Figura 18: Ubicazione delle aree in cui sono sorti i nuovi villaggi*

- il ricorso a tecnologie innovative in grado di consentire assemblaggi a secco ed elevata efficienza energetica, così da ridurre al minimo il tempo di realizzazione dei nuovi edifici.

Sono stati così realizzati edifici con diverse tecnologie, a seconda della ditta appaltante, ma tutti con la caratteristica di essere sistemi costruttivi a secco o con un'elevata prefabbricazione:

- legno multistrato strutturale;



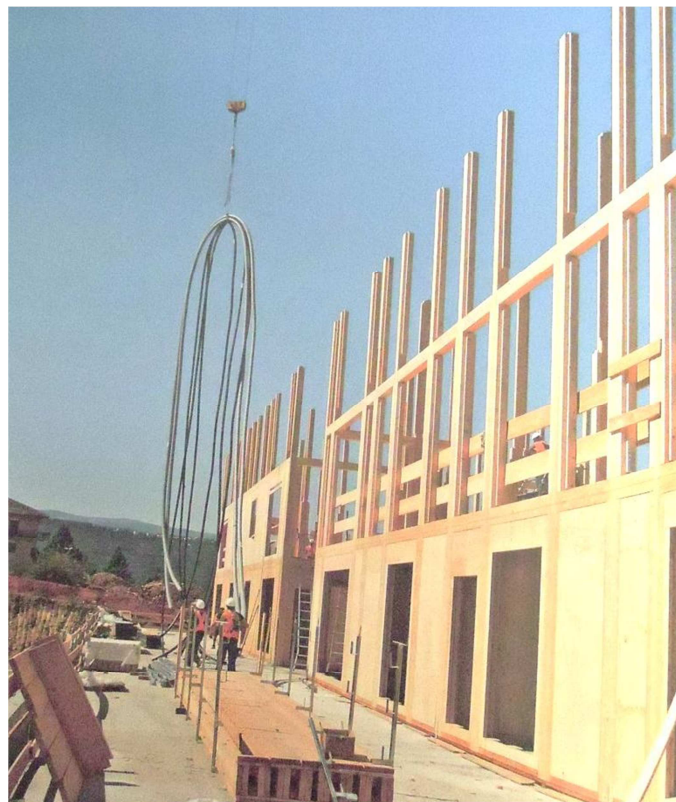
*Figura 19: Immagini di alcuni edifici realizzati con pareti strutturali in X-Lam*

- a gabbia portante in acciaio;



*Figura 20: Immagine di un edificio realizzato in gabbia portante in acciaio*

- a gabbia portante in legno;





*Figura 21: Immagini di un edificio a gabbia portante in legno*

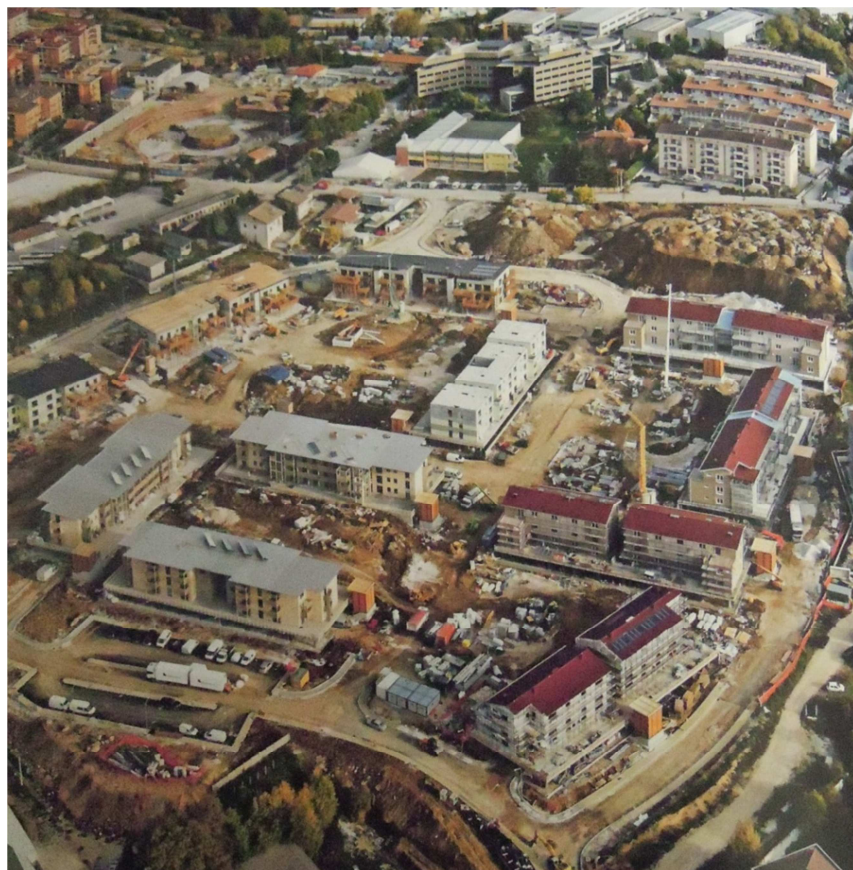
- in calcestruzzo armato prefabbricato.



*Figura 22: Edificio in calcestruzzo armato prefabbricato*



*Figura 23: Immagini di 4 diversi cantieri utilizzando differenti tecnologie*





***Figura 24: Immagini delle nuove zone residenziali realizzate nell'ambito del progetto C.A.S.E.***

## DESCRIZIONE SISTEMA COSTRUTTIVO IN STUDIO

Il sistema costruttivo creato in questo studio si può classificare come un sistema platform frame in quanto si serve di un sistema a pareti, formato da montanti e controventature per il trasporto dei carichi verticali ed orizzontali a terra.

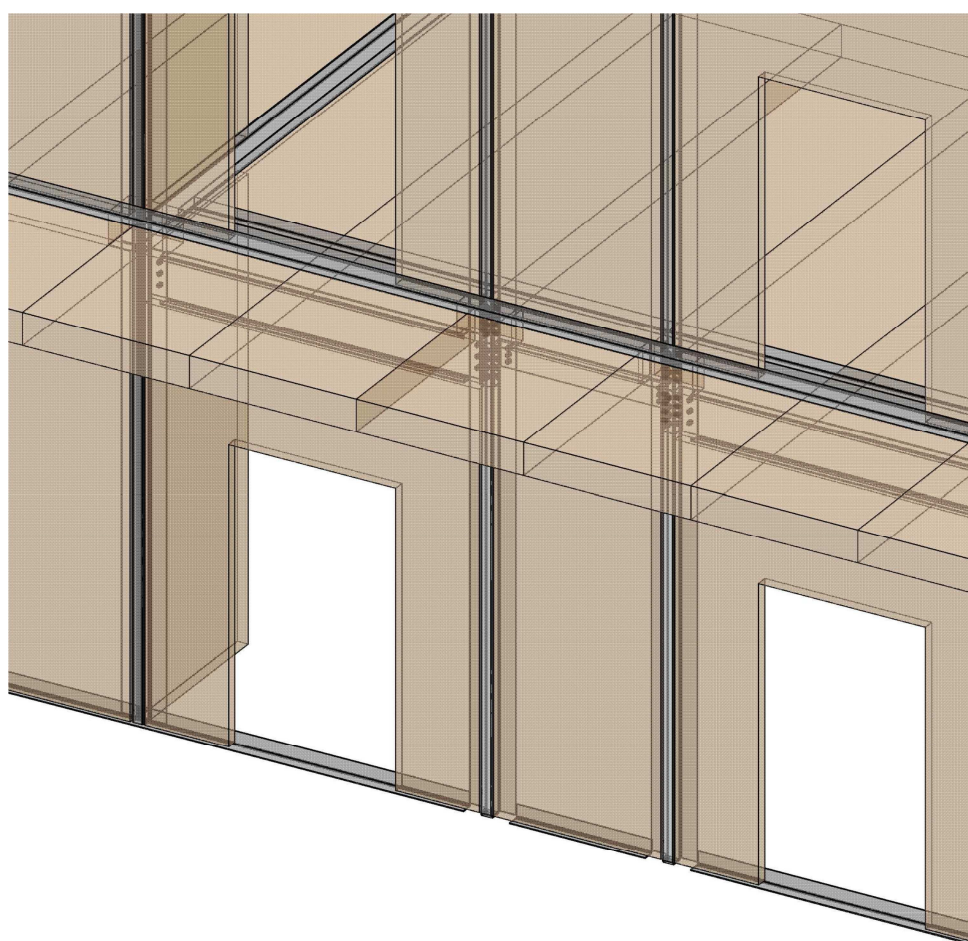
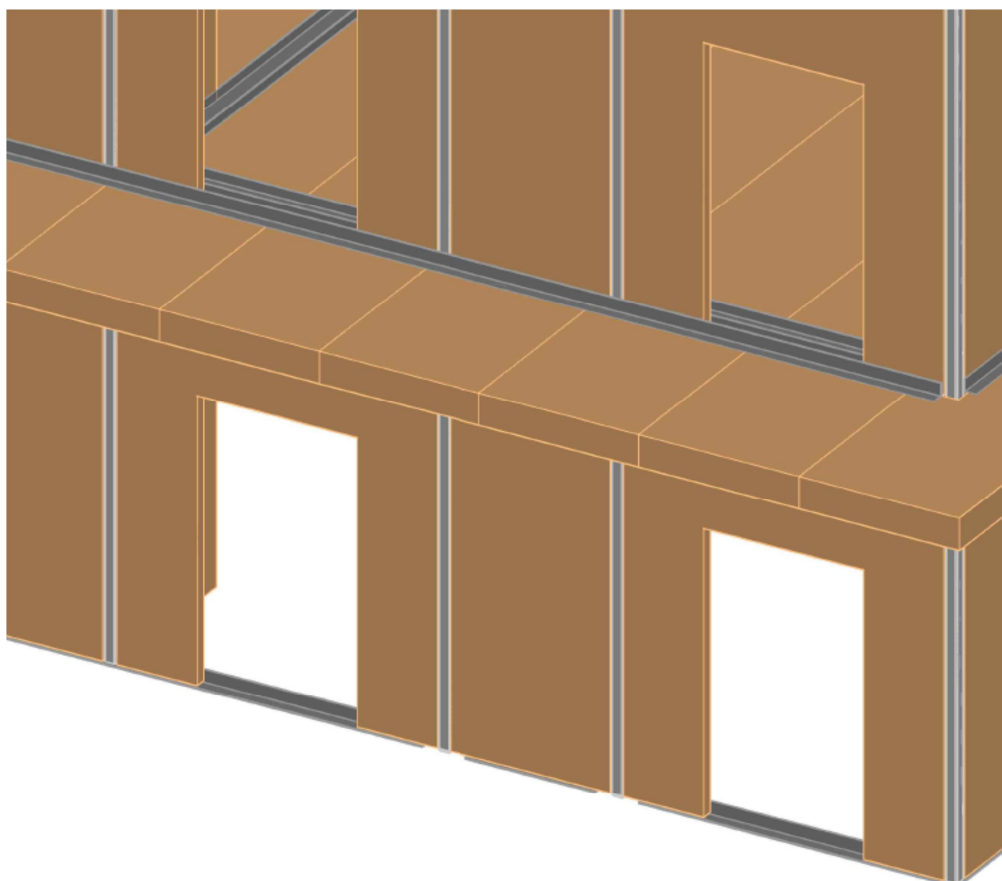
Il telaio di parete, cuore del sistema costruttivo, è realizzato dalla combinazione di:

- montanti in acciaio formato a freddo;
- controventature tra i montanti create con elementi in legno X-Lam;

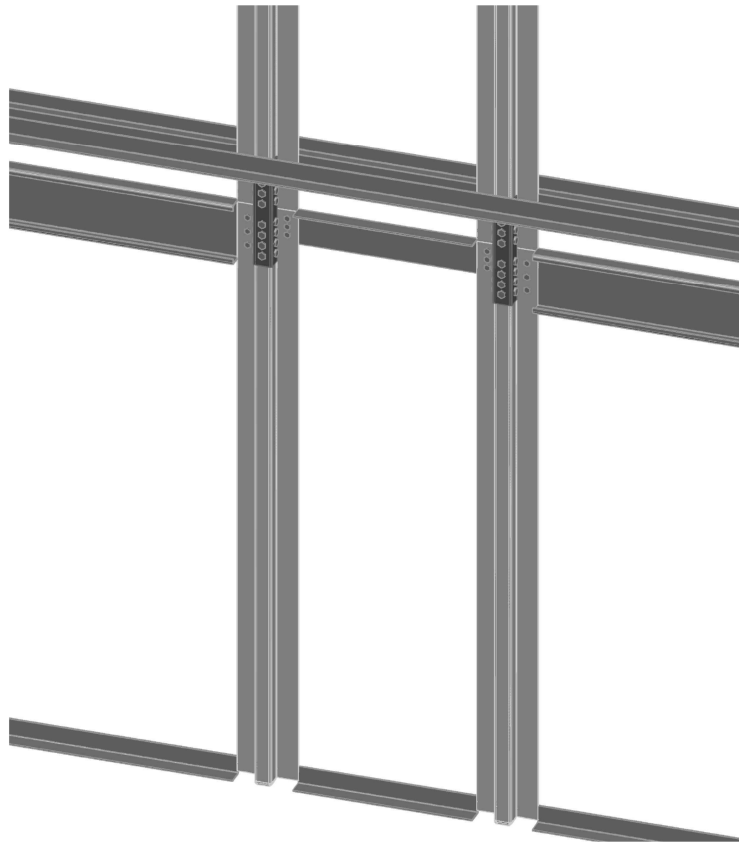
I solai sono realizzati anch'essi con elementi di legno X-Lam, giuntati tra loro così da permettere di realizzare superfici strutturali di grandi dimensioni e di coprire luci anche considerevoli come nel caso studio, in cui è possibile soddisfare luci di 8,00m.

Come nei sistemi platform frame classici vi sono correnti orizzontali a chiudere il telaio di parete, che nel nostro caso sono costituiti in sommità da una trave, sempre in acciaio formato a freddo che può avere una sezione ad "L", per quei tratti fra montanti che non presentano aperture, oppure sezione a "C" dove la presenza di aperture necessita di luci maggiori fra due montanti.



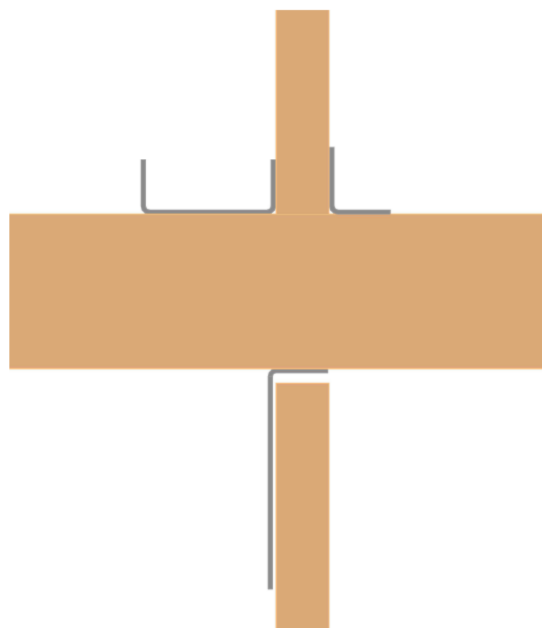


*Figura 25: Vista dall'esterno di una porzione di edificio*



*Figura 26: Vista della sola struttura metallica di parete*

Inferiormente il pannello è connesso a terra sempre con un profilo a “L” per la trasmissione del taglio, mentre per la trasmissione e distribuzione dei carichi orizzontali dal solaio alle pareti si è ritenuto opportuno adottare un cordolo di acciaio composto sul lato interno da un profilo a “C”, continuo lungo tutta la parete e collegato al solaio ed alle pareti e sul lato esterno da un profilo ad “L” che risulta continuo lungo tutta la facciata.



*Figura 27: Sezione del nodo parete - solaio, con i rispettivi elementi di collegamento*

I collegamenti tra i diversi elementi costruttivi sono realizzati con differenti mezzi d'unione meccanici in base ai materiali da unire:

- connessioni acciaio – acciaio: vengono utilizzati bulloni;
- connessioni legno – acciaio: i mezzi d'unione utilizzati in queste connessioni sono sollecitati principalmente a taglio ed interessano i collegamenti del solaio e delle pareti in legno X-Lam con la struttura metallica. In queste connessioni si utilizzano viti auto foranti in acciaio inossidabile A2;
- connessioni legno – legno: questi collegamenti sono utilizzati per creare continuità negli elementi in legno X-Lam che vanno a formare la superficie del solaio e vengono utilizzate viti per legno autofilettanti.



*Figura 28: Mezzi d'unione metallici: bulloni, viti autoforanti per connessioni acciaio - legno e viti per legno*

La forma delle sezioni degli elementi in acciaio formato sono state pensate per un doppio scopo:

- 1- il primo è facilitare il montaggio della struttura, la forma dei montanti con le flange facilita il posizionamento dei pannelli in legno X-Lam che realizzano la parete, inoltre così si realizza una superficie piana facile da rifinire;
- 2- la forma concava dei montanti  $\Omega$  e del cordolo interno a C, può essere sfruttata come condotto per gli impianti che quindi non necessitano più, o almeno in quantità molto più ridotta, di opportune canalizzazioni per arrivare nei vari punti dei locali o ai vari piani della struttura.



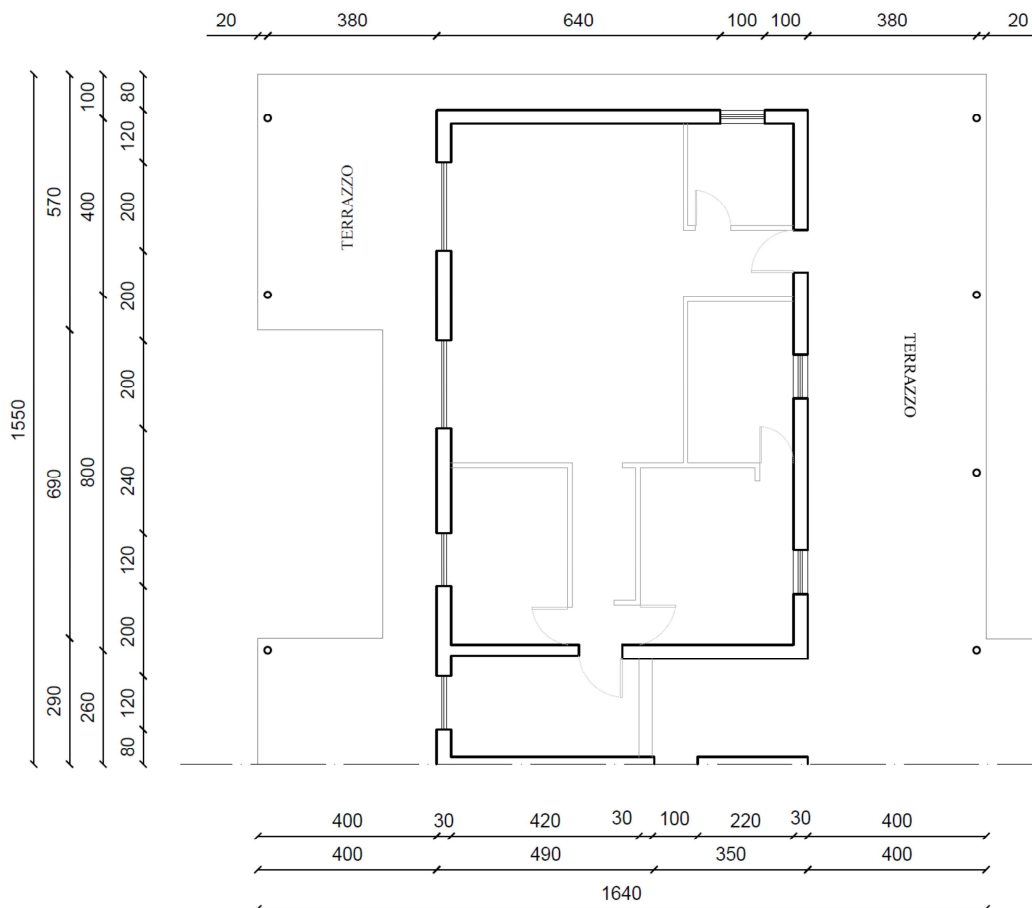
## CASO STUDIO

L'edificio studiato è un palazzo residenziale che verrà considerato situato a L'Aquila, è composto di 8 unità abitative per piano, per un totale di 32 unità abitative. La pianta dell'edificio è stata studiata per essere suddivisa in 3 moduli, che rappresentano una singola unità abitativa e che una volta ricombinati realizzano la pianta dell'edificio.

### Modulo A

Ha un ingombro di 16,40 x 15,50 m, con una superficie calpestabile di 99,60 m<sup>2</sup> e costituita da 2 bagni e 4 locali.

#### MODULO A

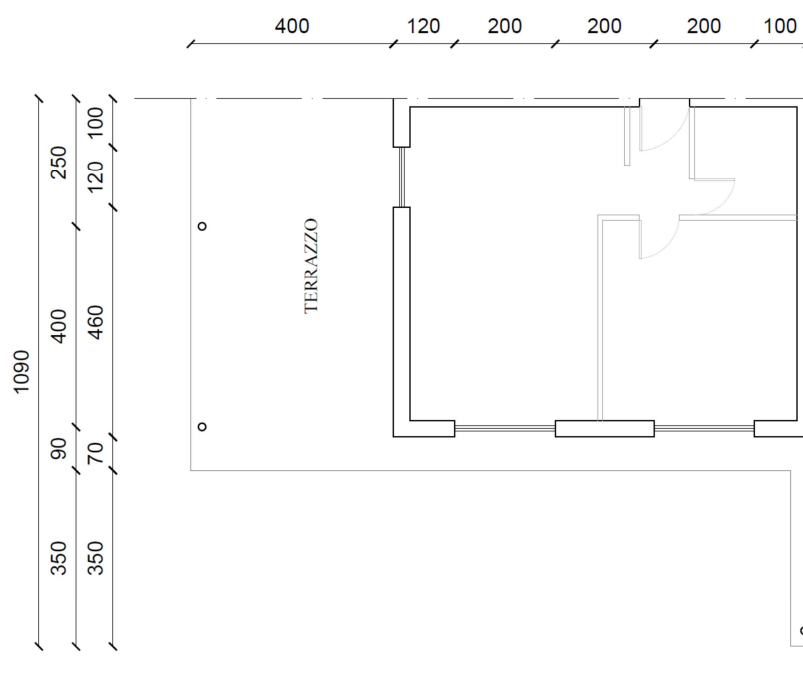


*Figura 29: Pianta del modulo A*

### *Modulo B*

Ha un ingombro di 16,40 x 10,90 m, con una superficie calpestabile di 48,13 m<sup>2</sup> e costituita da 1 bagno e 2 locali.

#### MODULO B

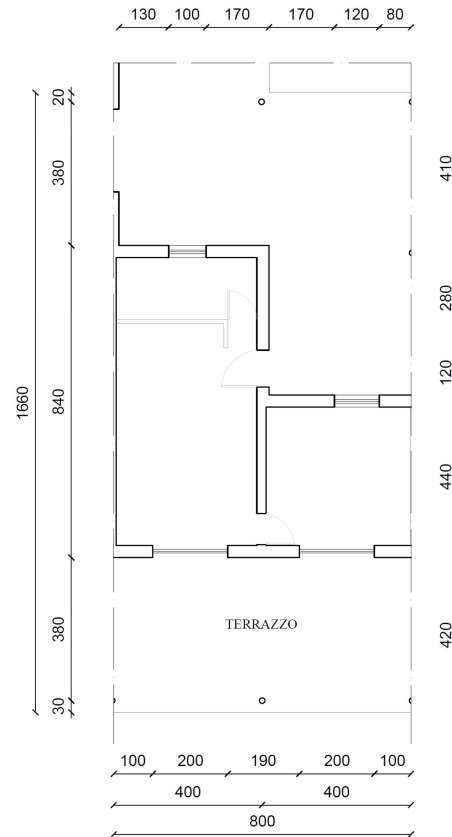


**Figura 30: Pianta del modulo B**

### Modulo C

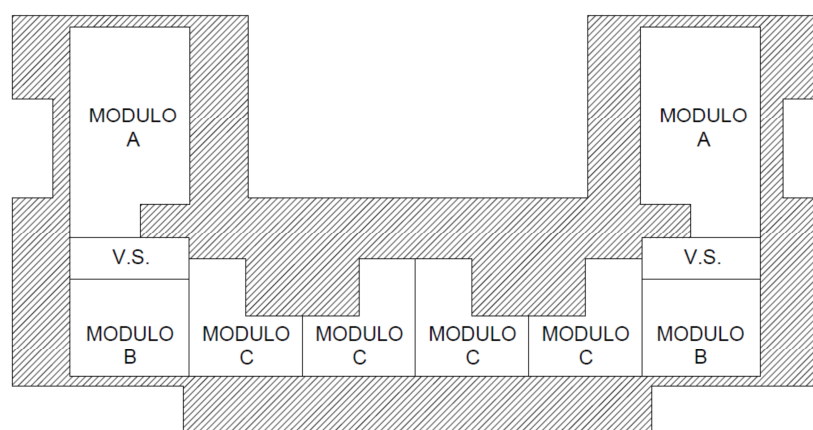
Ha un ingombro di 8,00 x 16,60 m, con una superficie calpestabile di 43,15 m<sup>2</sup> e costituita da 1 bagno e 2 locali.

MODULO C



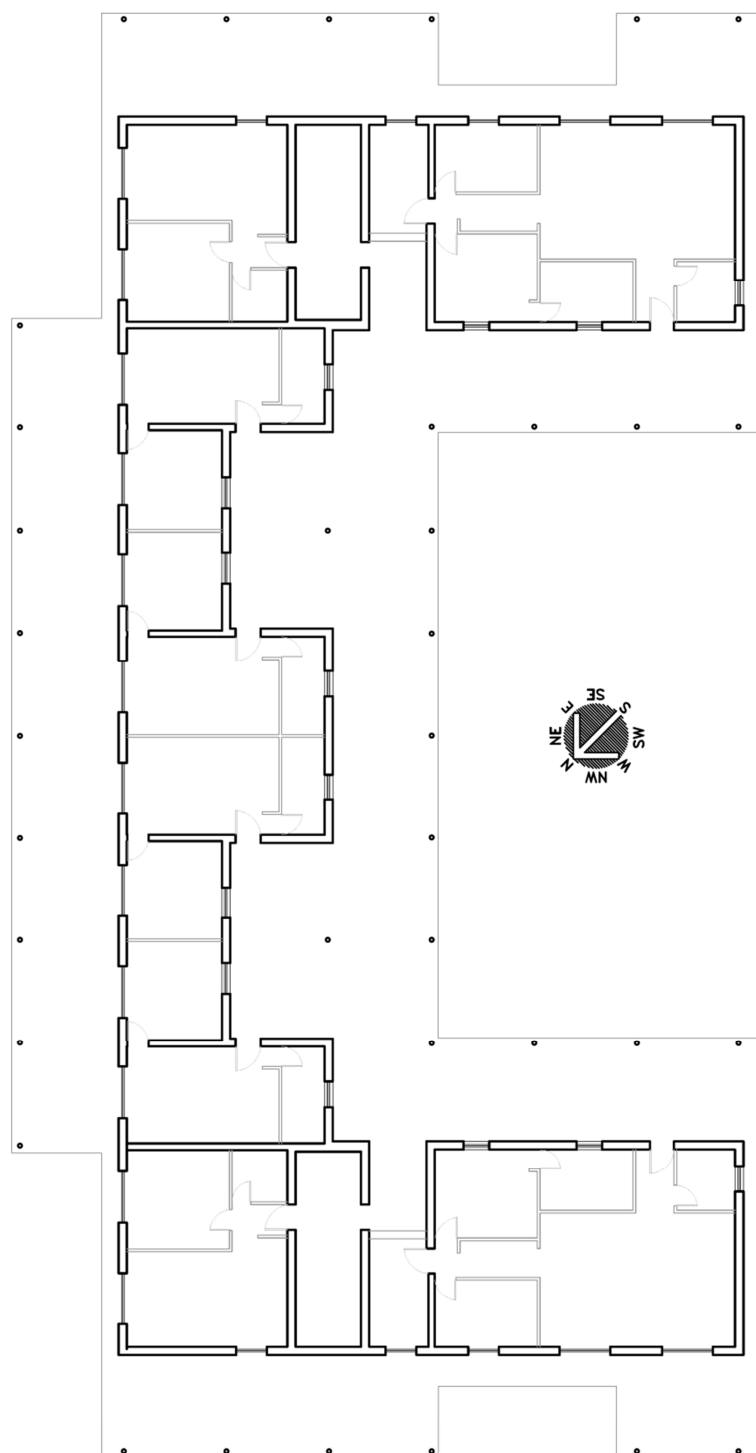
**Figura 31: Pianta del modulo C**

L'accorpamento di questi moduli va a creare il nostro caso studio che quindi è un edificio caratterizzato da una pianta a forma di C con un ingombro del fabbricato di 24,35 x 48,35 m (ingombro con terrazzo 29,31 x 56,40 m) ed un'altezza di 14,00 m suddivisa in 3 piani.



**Figura 32: Assemblamento dei moduli**

PIANTA COMPLETA



LEGENDA:	
—	TERRAZZO
—	MURI PORTANTI CON INGOMBRO ISOLANTE
—	ALTRI ELEMENTI STRUTTURALI
—	MURI DIVISORI

*Figura 33: Pianta dell'edificio rappresentante il caso studio*



### 3 MATERIALI

#### 3.1 ACCIAIO

L'acciaio utilizzato è un S 355 MC(EN 10149 part. 2) con le seguenti caratteristiche:

$f_{yk}$	=	355	MPa
$f_u$	=	430	MPa
E	=	210000	MPa
$\nu$	=	0,3	

#### 3.2 LEGNO

Sono stati adottati pannelli di legno lamellare X-Lam le cui caratteristiche sono:

$f_{m,k}$	=	24	MPa	Resistenza a flessione
$f_{t,0,k}$	=	16,5	MPa	Resistenza a trazione parallela alla fibra
$f_{t,90,k}$	=	0,12	MPa	Resistenza a trazione perpendicolare alla fibra
$f_{c,0,k}$	=	24	MPa	Resistenza a compressione parallela alla fibra
$f_{c,90,k}$	=	2,7	MPa	Resistenza a compressione perpendicolare alla fibra
$f_{v,k}$	=	5,2	MPa	Resistenza a taglio nella direzione della fibra
$f_{R,v,k}$	=	2,7	MPa	Resistenza a taglio verticale alla direzione della fibra
$E_0$	=	12000	MPa	Modulo elastico nella direzione della fibratura
$E_{90}$	=	370	MPa	Modulo elastico perpendicolare alla direzione della fibratura
G	=	690		Modulo di taglio nella direzione della fibratura
$G_R$	=	50		Modulo di taglio perpendicolare alla direzione della fibratura

#### 3.3 VITI

##### 3.3.1 VITI PER COLLEGAMENTI LEGNO – LEGNO

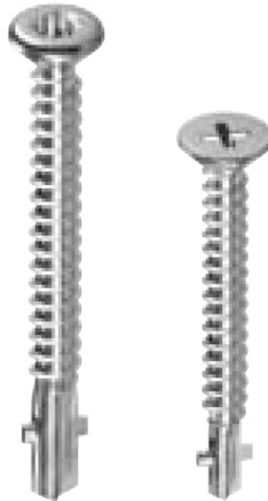
Nei collegamenti legno – legno, come nei giunti di continuità dei solai vengono utilizzate viti per legno autoforanti come quella rappresentata in figura qui di seguito.



*Figura 34: Viti per i collegamenti legno - legno*

### 3.3.2 VITI PER COLLEGAMENTI ACCIAIO – LEGNO

Per i collegamenti acciaio – legno vengono utilizzate viti apposite autoforanti in acciaio inossidabile A2.



*Figura 35: Viti autoforanti per i collegamenti acciaio - legno*

## 3.4 BULLONI

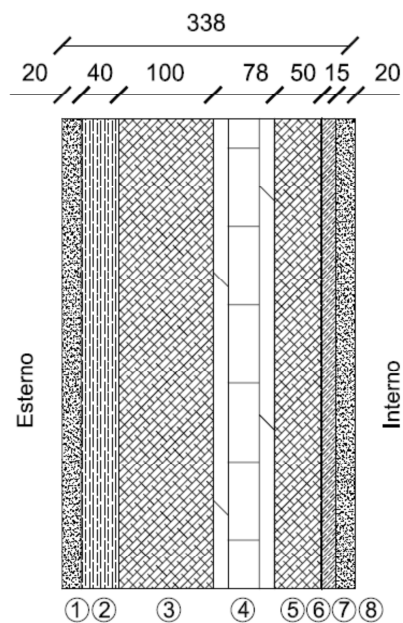
Nelle connessioni acciaio-acciaio si utilizzano bulloni:

Classe	=	5,6	
$f_{yb}$	=	300	MPa
$f_{tb}$	=	500	MPa

## 4 COMPOSIZIONE DEGLI ELEMENTI

Gli elementi che compongono la struttura: pareti interne ed esterne, solai interpiano, solai di copertura e terrazzo, sono stati pensati per rientrare nei requisiti termici ed acustici richiesti dal regolamento italiano e dal regolamento regionale.

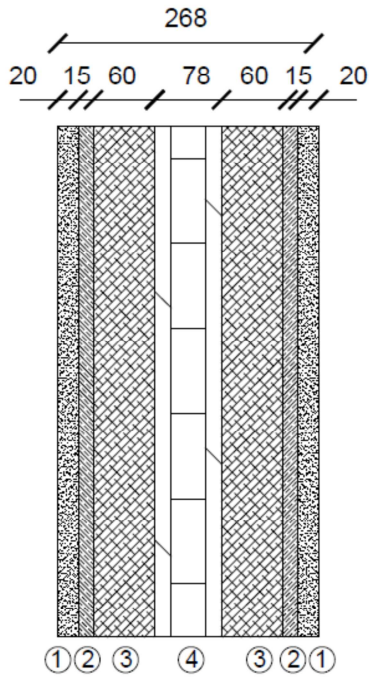
### 4.1 PARETI ESTERNE



- 1 - Intonaco
- 2 - Isolante in fibra di legno a densità variabile, idrorepellente ed intonacabile;
- 3 - Isolante in fibra di legno monostrato omogeneo
- 4 - Elemento portante in X-Lam
- 5 - Isolante in fibra di legno monostrato omogeneo
- 6 - Freno al vapore
- 7 - Lastra di cartongesso
- 8 - Intonaco

	<i>Densità</i> [kN/mc]	<i>Spessore</i> [mm]	<i>Peso</i> [kN/mq]
<b>Intonaco</b>	18,0	20	0,360
<b>Isolante in fibra di legno a densità variabile, idrorepellente ed intonacabile</b>	15,0	55	0,825
<b>Isolante in fibra di legno, monostrato omogeneo</b>	2,5	100	0,25
<b>Elemento portante X-Lam</b>	4,9	78	0,382
<b>Isolante in fibra di legno, monostrato ed omogeneo</b>	1,1	50	0,055
<b>Freno al vapore</b>	2,37	0,42	0,001
<b>Lastra di cartongesso</b>	9,0	15	0,135
<b>Intonaco</b>	18,0	20	0,360
<b>TOTALE</b>		<b>338</b>	<b>2,368</b>

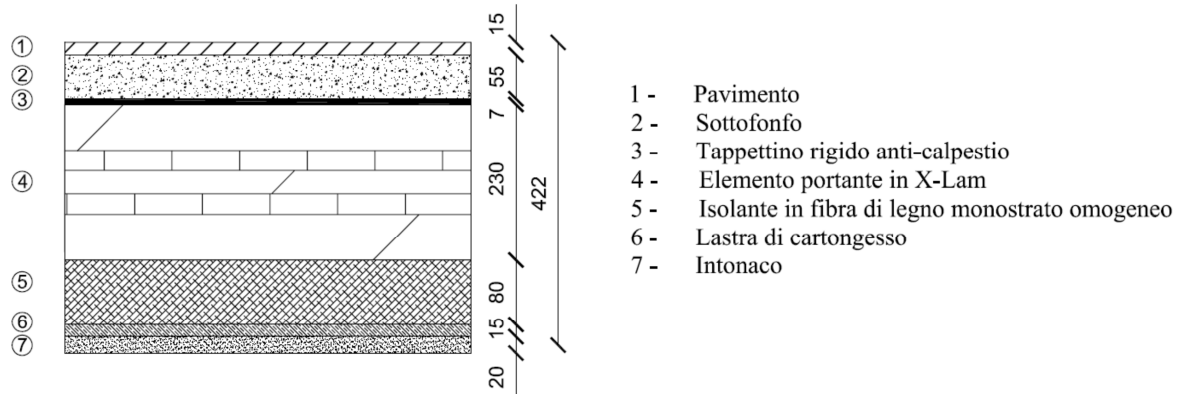
## 4.2 PARTETI INTERNE FRA UNITÀ ABITATIVE



- 1 - Intonaco
- 2 - Lastra di cartongesso;
- 3 - Isolante in fibra di legno monostrato omogeneo
- 4 - Elemento portante in X-Lam

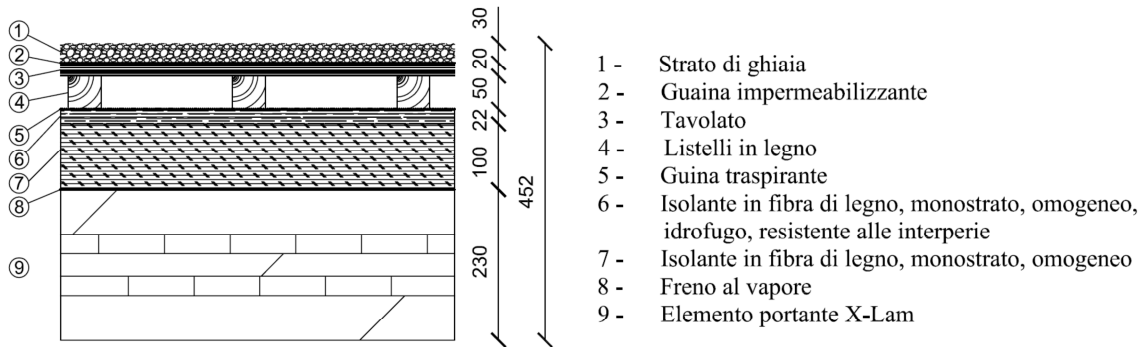
	<i>Densità</i> [kN/mc]	<i>Spessore</i> [mm]	<i>Peso</i> [kN/mq]
<b>Intonaco</b>	18,0	20	0,360
<b>Lastra di cartongesso</b>	9,0	15	0,135
<b>Isolante in fibra di legno, monostrato omogeneo</b>	2,5	60	0,150
<b>Elemento portante X-Lam</b>	4,9	78	0,382
<b>TOTALE</b>		<b>268</b>	<b>1,672</b>

## 4.3 SOLAI INTERNI



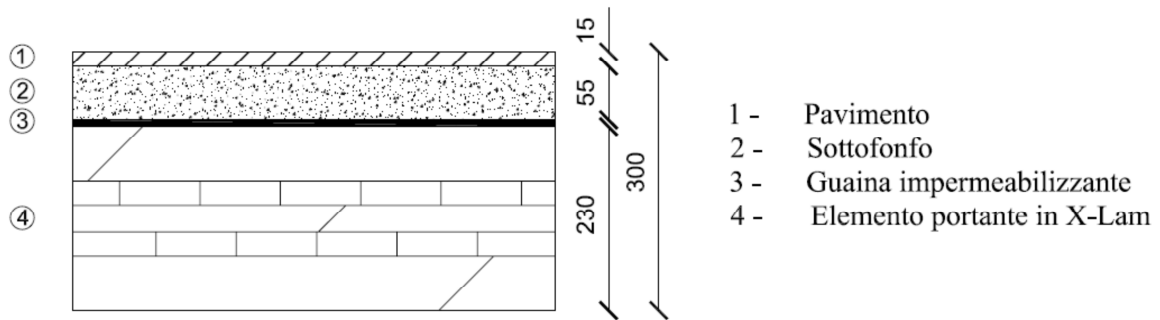
	<i>Densità</i> [kN/mc]	<i>Spessore</i> [mm]	<i>Peso</i> [kN/mq]
<b>Pavimento</b>	18,0	15	0,270
<b>Sottofondo</b>	15,0	55	0,825
<b>Tappettino rigido anti-calpestio</b>	2,5	7	0,018
<b>Elemento portante X-Lam</b>	4,9	230	1,127
<b>Isolante in fibra di legno, monostrato ed omogeneo</b>	1,1	80	0,088
<b>Lastra di cartongesso</b>	9,0	15	0,135
<b>Intonaco</b>	18,0	20	0,360
<b>TOTALE</b>		<b>422</b>	<b>2,823</b>

#### 4.4 SOLAIO DI COPERTURA



	<i>Densità</i> [kN/mc]	<i>Spessore</i> [mm]	<i>Peso</i> [kN/mq]
<b>Ghiaia sfusa</b>	17,00	30	0,510
<b>Guaina impermeabilizzante</b>	2,50	3	0,007
<b>Tavolato</b>	4,80	20	0,096
<b>Listelli in legno</b>	4,80	50	0,060
<b>Membrana traspirante</b>	3,43	0,54	0,002
<b>Isolante in fibra di legno, monostrato, omogeneo, idrofugo</b>	1,80	22	0,396
<b>Isolante in fibra di legno, monostrato, omogeneo</b>	1,10	100	0,110
<b>Elemento portante X-Lam</b>	4,90	230	1,127
	<b>TOTALE</b>	<b>452</b>	<b>2,308</b>

## 4.5 TERRAZZO



	<i>Densità</i> <i>[kN/mc]</i>	<i>Spessore</i> <i>[mm]</i>	<i>Peso</i> <i>[kN/mq]</i>
<b>Pavimento</b>	18,0	15	0,270
<b>Sottofondo</b>	15,0	55	0,825
<b>Guaina impermeabile</b>	2,37	0,42	0,001
<b>Elemento portante X-Lam</b>	4,9	230	1,127
	<b>TOTALE</b>	<b>300</b>	<b>2,223</b>

## **5      NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Per lo studio a seguire si sono usate le seguenti normative europee ed italiane:

- UNI EN 1993-1-1, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-3, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo;
- UNI EN 1993-1-5, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra;
- UNI EN 1993-1-8, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1995-1-1; Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-1, Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- D.M. 14/01/2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

## **6      PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI**

Per il calcolo e la verifica della struttura in studio si sono utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

- Microsoft Excel;
- Spettri-NTC ver 1.03;
- Straus7 2.3.3.

## **7      VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

L'edificio è situato a L'Aquila in zona 1, con accelerazioni attese comprese fra 0,250g e 0,275g.

L'opera è ordinaria con una  $V_N = 50$ anni ed appartenente alla classe d'uso II, coefficiente d'uso  $C_U = 1,0$ :

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



## 8 CARICHI

### 8.1 CARICHI ACCIDENTALI

I carichi accidentali per un edificio ad uso residenziale sono:

- carico accidentali per i solai delle unità abitative: 2,00 kN/mq
- carico per terrazze, atri e scale: 4,00 kN/mq
- copertura accessibile per la sola manutenzione: 0,50 kN/mq

### 8.2 NEVE

L'edificio è situato in zona 3, al di sopra dei 200 m.s.l.m.m. .

- $a_s = 750$  m.s.l.m.m.
- $\mu_1 = 0,8$
- $C_E = 0,9$
- $C_t = 1$
- $q_{sk} = 0,51 \cdot [1 + (a_s/481)^2] = 1,75$  kN/mq

$$q_{neve} = \mu_1 \cdot C_E \cdot C_t \cdot q_{sk} = \mathbf{1,26 \text{ kN/mq}}$$

### 8.3 VENTO

L'edificio è situato in zona 3, con una categoria di esposizione IV ed una categoria di rugosità del terreno B:

- $v_{b,0} = 27$  m/s
- $a_0 = 500$  m
- $k_a = 0,020$  1/s

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) = 32 \text{ m/s}$$

- $q_b = 640$  N/mq
- $k_r = 0,22$
- $z_0 = 0,30$  m
- $z_{min} = 8$  m
- $C_t = 1$

Il carico del vento per ogni orizzontamento è stato calcolato con la formula riportata nella normativa, valida per edifici con altezza minima superiore a 8 m, e sintetizzato nella seguente tabella:

Orizzontamento	z [cm]	$c_e$	$q_v$ [kN/mq]
1	350	1,63	1,05
2	700	1,63	1,05
3	1050	1,82	1,16
4	1400	2,02	1,29

VALORI DI $c_p$			$q_v$ [kN/mq]	
<b>Muri verticali</b>	<i>Sopravento</i>	+ 0,8	Orizzon. n° 1	+ 0,840
			Orizzon. n° 2	+ 0,840
			Orizzon. n° 3	+ 0,928
			Orizzon. n° 4	+ 1,032
	<i>Sottovento</i>	- 0,4	Orizzon. n° 1	- 0,420
			Orizzon. n° 2	- 0,420
			Orizzon. n° 3	- 0,464
			Orizzon. n° 4	- 0,516
<b>Tetto piano</b>	<i>Sottovento</i>	- 0,4		- 0,516
<b>Terrazza</b>	<i>Sopravento</i>	+ 1,2	Orizzon. n° 1	+ 1,260
			Orizzon. n° 2	+ 1,260
			Orizzon. n° 3	+ 1,392
			Orizzon. n° 4	+ 1,548
	<i>Sottovento</i>	- 1,2	Orizzon. n° 1	- 1,260
			Orizzon. n° 2	- 1,260
			Orizzon. n° 3	- 1,392
			Orizzon. n° 4	- 1,548

## 8.4 AZIONE SISMICA

In accordo al D.M. 14.01.2008, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato 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 (di categoria C), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

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

$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione 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;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella.

<b>Stato limite</b>	<b><math>P_{VR}</math> (Probabilità di superamento nel periodo <math>V_R</math>)</b>
<i>SL Operatività</i>	81 %
<i>SL Danno</i>	63 %
<i>SL salvaguardia Vita</i>	10 %
<i>SL prevenzione Collasso</i>	5 %

*Con  $T_R = \text{tempo di ritorno} = -V_R/\ln(1-P_{VR})$*

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale considerando il tipo di suolo al di sotto della fondazione. In assenza di analisi sulla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo:

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti 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 $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per quanto riguarda le caratteristiche topografiche:

<b>Categoria</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

#### 8.4.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

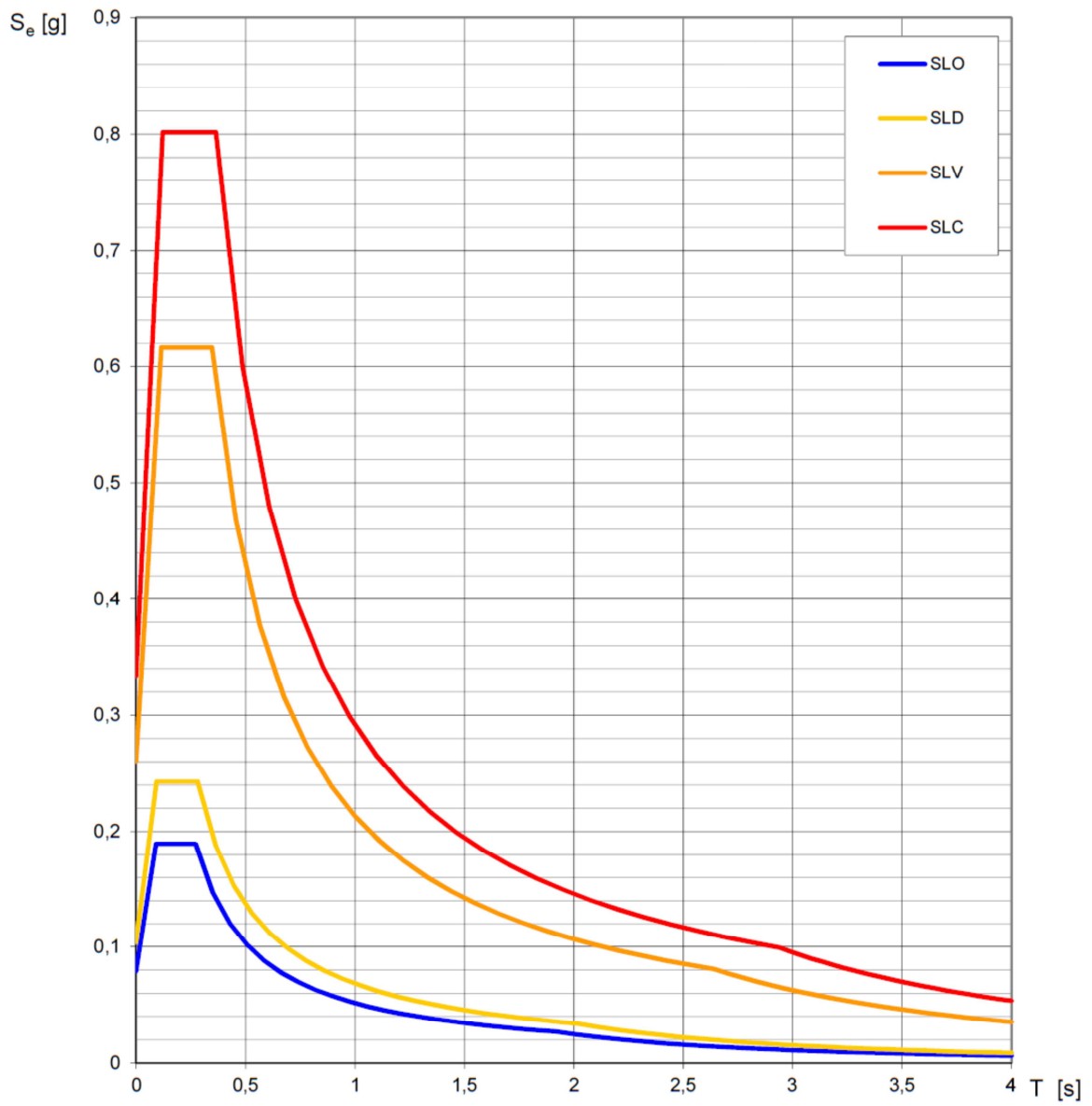
Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Per l'opera oggetto del calcolo si considerano:

- Vita nominale ( $V_N$ ): 50 anni
- Classe d'uso: II ( $C_u = 1$ )
- Periodo di riferimento azione sismica ( $V_R = V_N * C_u$ ): 50 anni
- Regione: Abruzzo
- Provincia: L'Aquila
- Comune: L'Aquila

Per la determinazione dello spettro elastico e dello spettro di progetto si è utilizzato il programma "Spettri-NTC ver 1.03" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.



<b>STATO LIMITE</b>	<b><math>T_R</math> [anni]</b>	<b><math>a_g</math> [g]</b>	<b><math>F_o</math> [-]</b>	<b><math>T_c^*</math> [s]</b>
<b>SLO</b>	30	0,079	2,399	0,272
<b>SLD</b>	50	0,104	2,332	0,281
<b>SLV</b>	475	0,261	2,364	0,347
<b>SLC</b>	975	0,334	2,400	0,364

#### 8.4.2 SPETTRO DI PROGETTO

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture 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 suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

*In accordo con quanto prescritto dall'EC8 si è scelto di adottare un coefficiente di struttura  $q=4$ .*

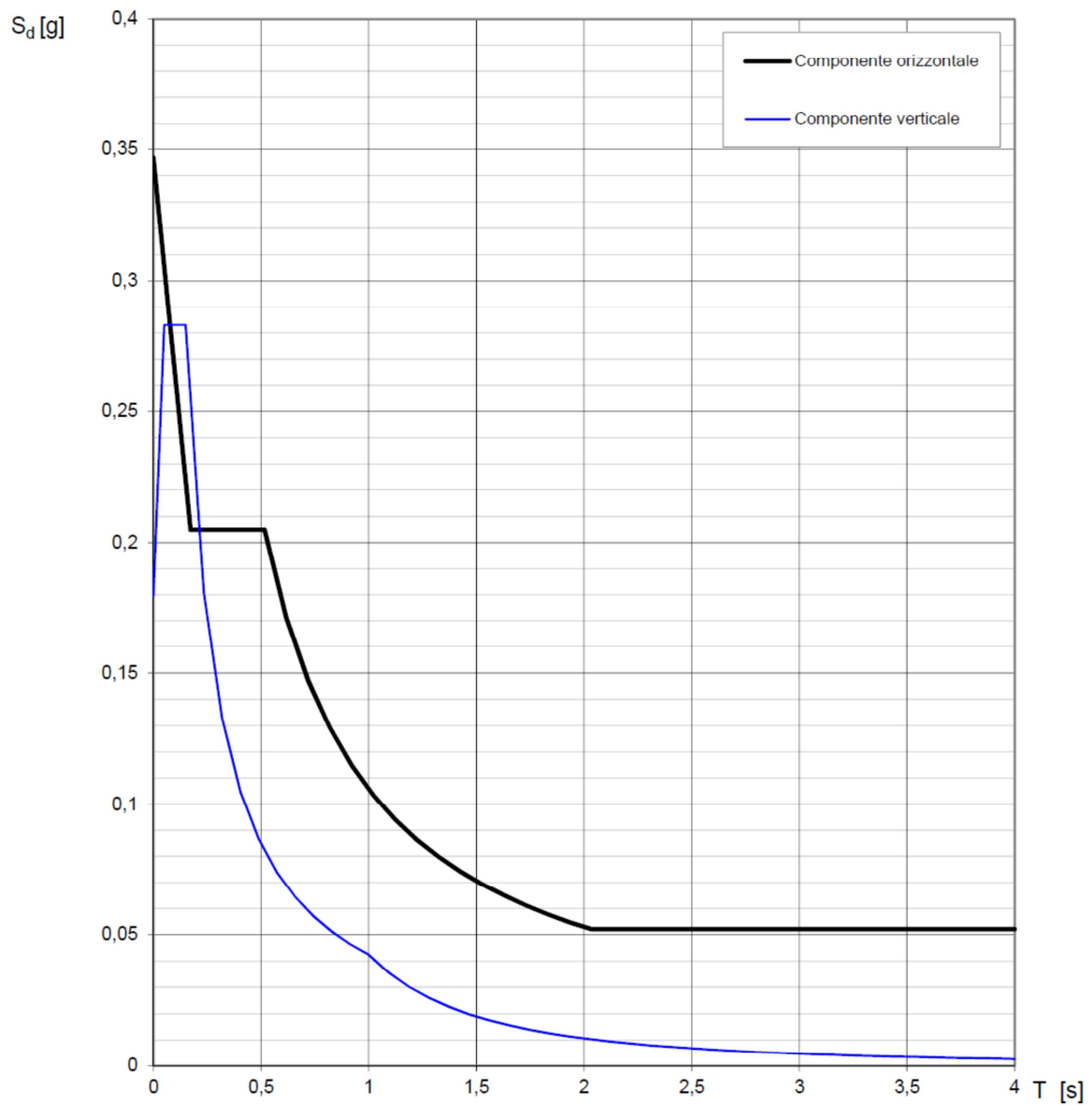
Ai fini dell'analisi lineare dinamica non viene considerata la componente verticale dell'azione sismica in quanto l'edificio in esame non presenta elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi.

Vengono comunque riportati sia lo spettro di risposta dell'azione sismica orizzontale che lo spettro di risposta dell'azione sismica verticale, rispettivamente per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e per lo stato limite ultimo di collasso (SLC).

Il calcolo degli spettri di risposta di progetto è stato eseguito, come per gli spettri elastici, mediante il software "Spettri-NTC ver 1.03" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Componente orizzontale:

T [s]	S <sub>e</sub> [g]
0,000	0,347
0,172	0,205
0,516	0,205
0,617	0,171
0,719	0,147
0,820	0,129
0,921	0,115
1,022	0,103
1,124	0,094
1,225	0,086
1,326	0,080
1,427	0,074
1,529	0,069
1,630	0,065
1,731	0,061
1,832	0,058
1,934	0,055
2,035	0,052
2,136	0,052
2,238	0,052
2,339	0,052
2,440	0,052
2,541	0,052
2,643	0,052
2,707	0,052
2,772	0,052
2,836	0,052
2,901	0,052
2,966	0,052
3,030	0,052
3,095	0,052
3,160	0,052
3,224	0,052
3,289	0,052
3,354	0,052
3,418	0,052
3,483	0,052
3,548	0,052
3,612	0,052
3,677	0,052
3,741	0,052
3,806	0,052
3,871	0,052
3,935	0,052
4,000	0,052

T<sub>B</sub> →

T<sub>C</sub> →

T<sub>D</sub> →

STATO LIMITE	SLV
a <sub>g</sub>	0,261g
F <sub>o</sub>	2,364
T <sub>c</sub> *	0,347s
S <sub>s</sub>	1,330
C <sub>c</sub>	1,490
S <sub>T</sub>	1,000
q	4,000

Componente verticale:

T [s]	$S_e$ [g]	
0,000	0,180	
0,050	0,283	→ $T_B$
0,150	0,283	→ $T_C$
0,235	0,181	
0,320	0,133	
0,405	0,105	
0,490	0,087	
0,575	0,074	
0,660	0,064	
0,745	0,057	
0,830	0,051	
0,915	0,046	
1,000	0,042	→ $T_D$
1,094	0,035	
1,188	0,030	
1,281	0,026	
1,375	0,022	
1,469	0,020	
1,563	0,017	
1,656	0,015	
1,750	0,014	
1,844	0,012	
1,938	0,011	
2,031	0,010	
2,125	0,009	
2,219	0,009	
2,313	0,008	
2,406	0,007	
2,500	0,007	
2,594	0,006	
2,688	0,006	
2,781	0,005	
2,875	0,005	
2,969	0,005	
3,063	0,005	
3,156	0,004	
3,250	0,004	
3,344	0,004	
3,438	0,004	
3,531	0,003	
3,625	0,003	
3,719	0,003	
3,813	0,003	
3,906	0,003	
4,000	0,003	

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,180g
$S_s$	1,000
$S_T$	1,000
q	1,500
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

## 8.5 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE

Il calcolo delle sollecitazioni sismiche avviene considerando la seguente combinazione di carico:

- Combinazione usata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Sigma (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i)$$

- Combinazione caratteristica (rara) usata per gli stati limite di esercizio (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Sigma (\psi_{0i} \cdot Q_i)$$

- Combinazione frequente usata per gli stati limite di esercizio (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma (\psi_{2i} \cdot Q_i)$$

- Combinazione quasi permanente usata per gli stati limite di esercizio (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \Sigma (\psi_{2i} \cdot Q_i)$$

- Combinazione quasi permanente usata per gli stati limite di esercizio (SLE)

$$E + G_1 + G_2 + P + \Sigma (\psi_{2i} \cdot Q_i)$$

$$(le\ masse\ partecipanti: G_{1k} + G_{2k} + \Sigma (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}))$$

Con:

$G_{1k}$  = peso proprio delle strutture

$G_{2k}$  = sovraccarico permanente portato

$Q_{ik}$  = sovraccarico accidentale, neve, vento

$P_k$  = precompressione, se presente

$E_k$  = azione sismica

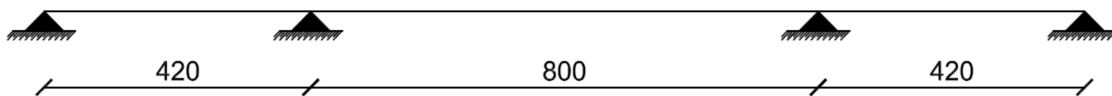
Categoria/azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
<b>Cat. A)</b> ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
<b>Cat. B)</b> uffici	0,7	0,5	0,3
<b>Cat. C)</b> ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
<b>Cat. D)</b> ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
<b>Cat. E)</b> biblioteche, archivi, magazzini	1,0	0,9	0,8
<b>Cat. F)</b> parcheggi per veicoli con peso <30KN	0,7	0,7	0,6
<b>Cat. G)</b> parcheggi per veicoli con peso >30KN	0,7	0,5	0,3
<b>Cat. H)</b> coperture	0,0	0,0	0,0
<b>Vento</b>	0,6	0,2	0,0
<b>Neve (quota &lt;1000m slm)</b>	0,5	0,2	0,0
<b>Neve (quota &gt;1000m slm)</b>	0,7	0,5	0,2
<b>Variazioni termiche</b>	0,6	0,5	0,0

# CALCOLO STATICO

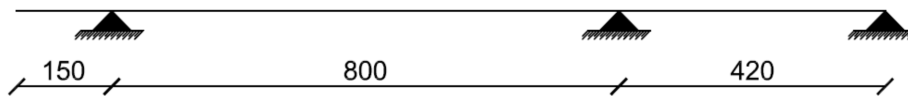
## 9 VERIFICA DEL SOLAIO DI COPERTURA

### 9.1 CONDIZIONI STUDIATE

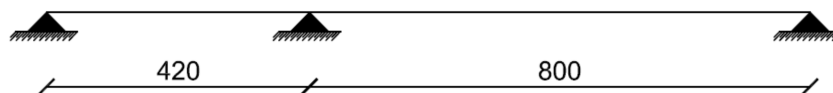
*I° condizione*



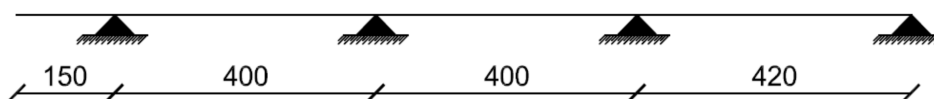
*II° condizione*



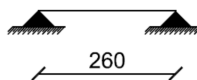
*III° condizione*



*IV° condizione*



*V° condizione*



*VI° condizione*



## 9.2 STATI LIMITE ULTIMI

Carichi gravanti:

- Peso proprio:	1,127 kN/mq
- Peso portato:	1,181 kN/mq
- Neve:	1,260 kN/mq
- Vento:	-0,52 kN/mq
- Carico accidentale:	0,500 kN/mq

Combinazione agli stati limite ultimo:

- $G_1$ :	1,465 kN/mq
- $G_2$ :	1,772 kN/mq
- $Q_1$ :	1,890 kN/mq
- $Q_2$ :	0,525 kN/mq

### 9.2.1 SOLLECITAZIONI

I° condizione

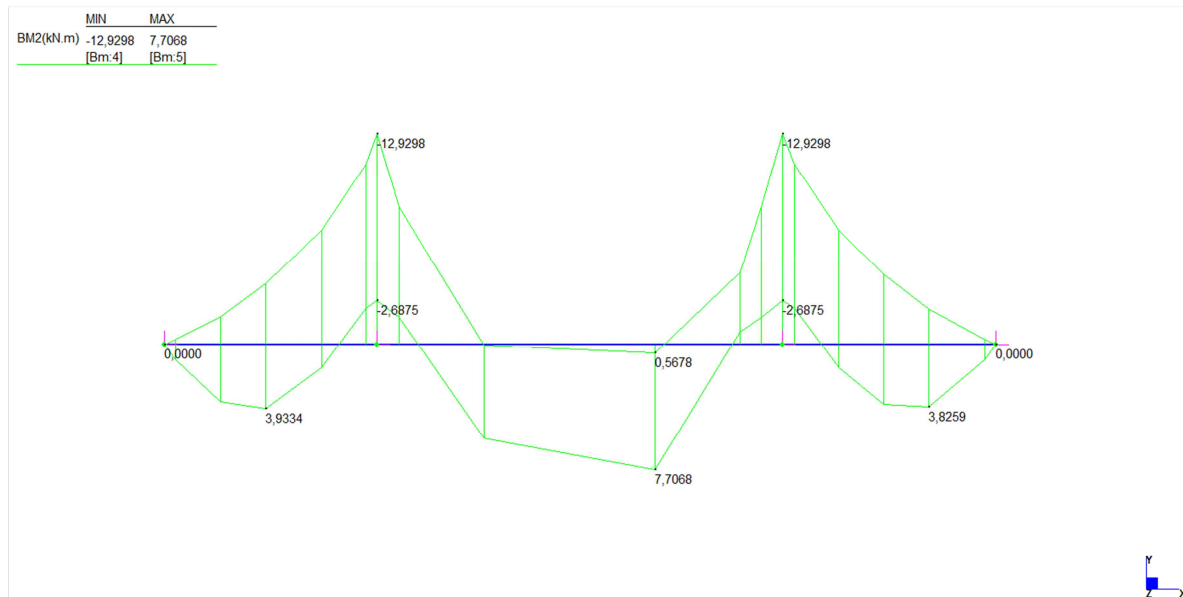


Figura 36: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 7,71 \text{ kNm}$ ,  $M_{min} = -12,93 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-11,2318	11,2318
	[Bm.5]	[Bm.5]

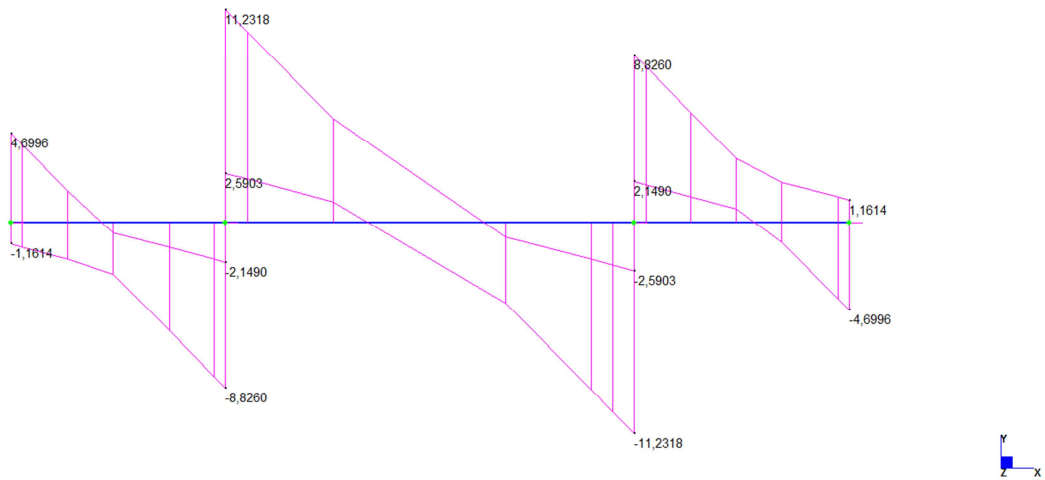


Figura 37: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 11,23 \text{ kN}$

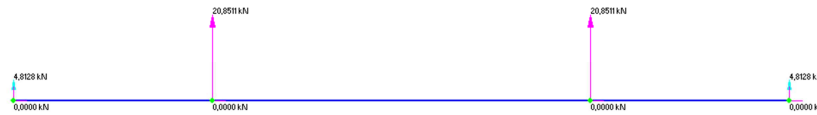
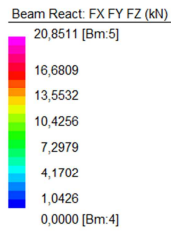


Figura 38: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 20,85 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	12,93	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	11,23	kN
REAZIONE	R	=	20,85	kN

II° condizione

	MIN	MAX
BM2(kNm)	-16,1504	12,5444
	[Bm.2]	[Bm.2]

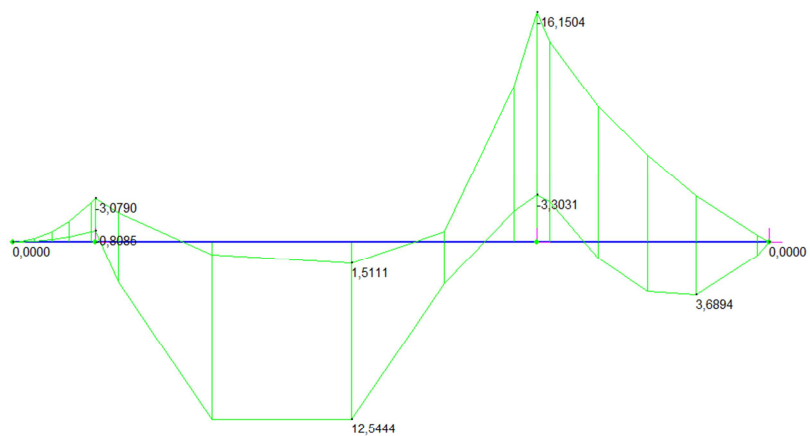


Figura 39: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 12,54 \text{ kNm}$ ,  $M_{min} = -16,15 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-12,8653	9,5977
	[Bm.2]	[Bm.2]

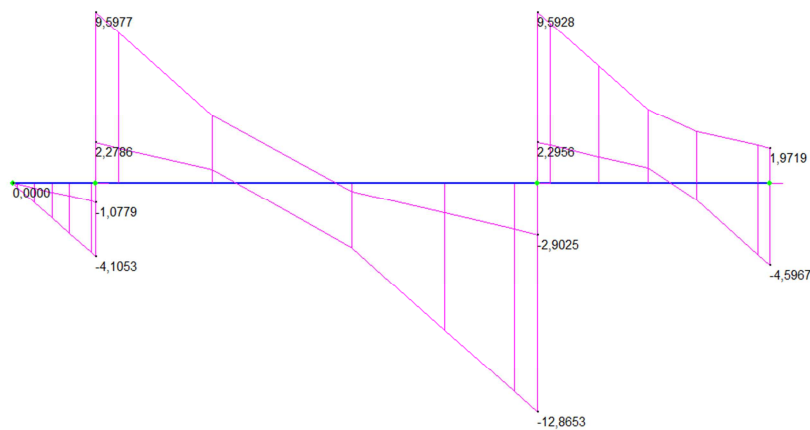


Figura 40: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 12,86 \text{ kN}$



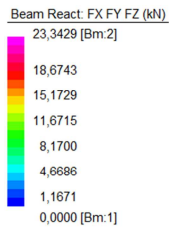


Figura 41: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 23,34 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	16,15	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	12,86	kN
REAZIONE	R	=	23,34	kN

III° condizione

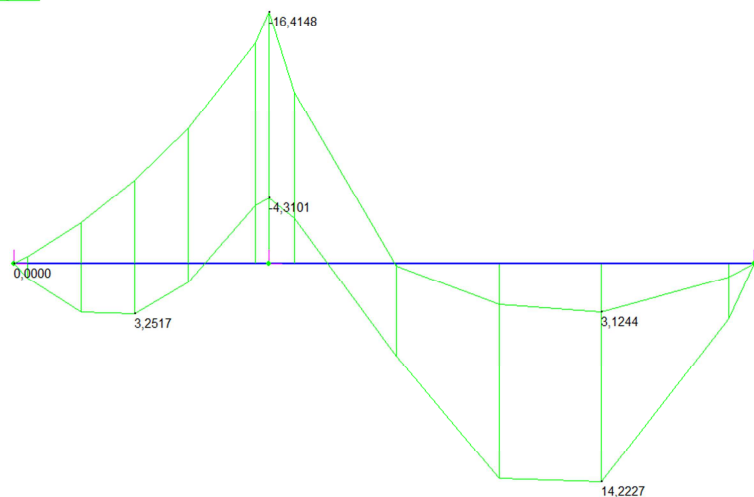
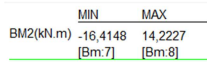


Figura 42: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 14,22 \text{ kNm}$ ,  $M_{min} = -16,41 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-9,6557	12,9994
	[Bm.7]	[Bm.8]

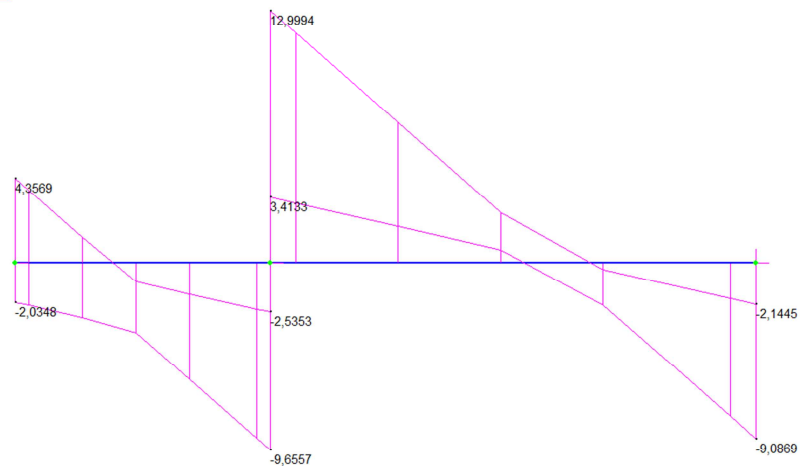


Figura 43: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 13,00 \text{ kN}$

Beam React: FX FZ (kN)

Valore	Unità
23,5703	[Bm.7]
18,8562	
15,3207	
11,7851	
8,2496	
4,7141	
1,1785	
0,0000	[Bm.7]



Figura 44: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 23,57 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
<b>MOMENTO</b>	$M_{Ed}$	=	16,41	kNm
<b>TAGLIO</b>	$T_{Ed}$	=	13,00	kN
<b>REAZIONE</b>	R	=	23,57	kN

IV° condizione

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-5,6215	4,3400
	[Bm:11]	[Bm:12]

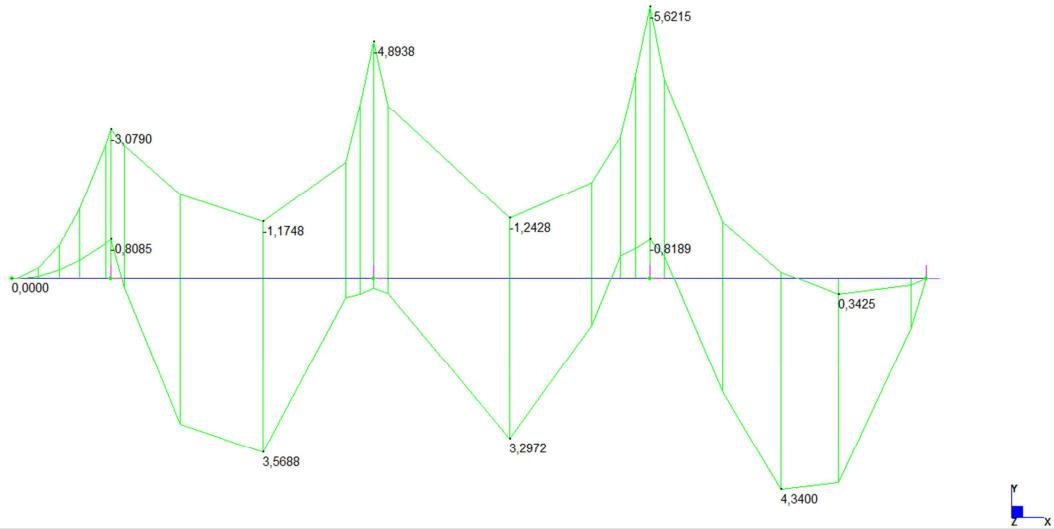


Figura 45: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 4,34 \text{ kNm}$ ,  $M_{min} = -5,62 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-6,7030	7,0859
	[Bm:11]	[Bm:12]

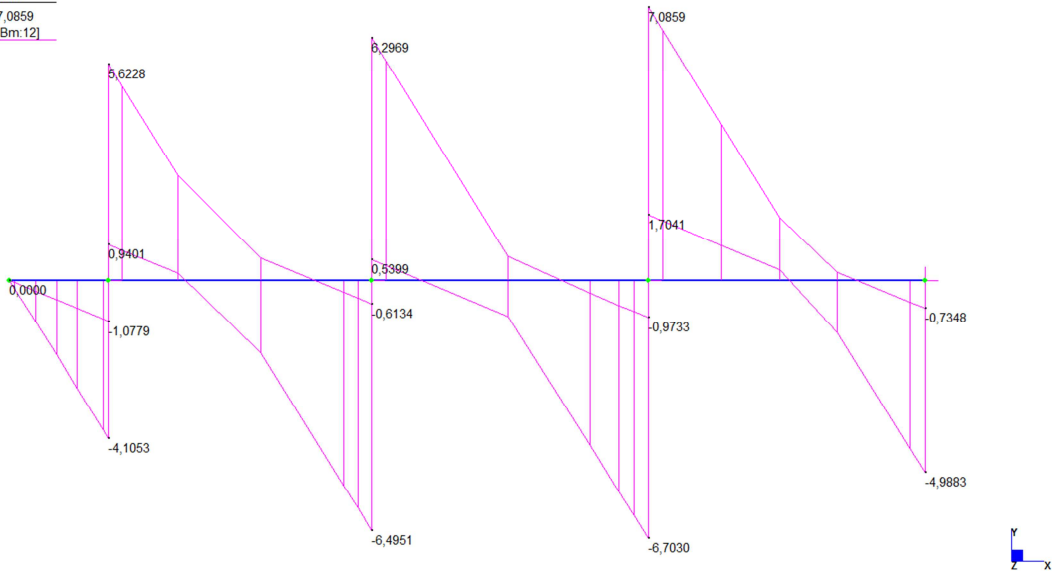


Figura 46: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 7,09 \text{ kN}$

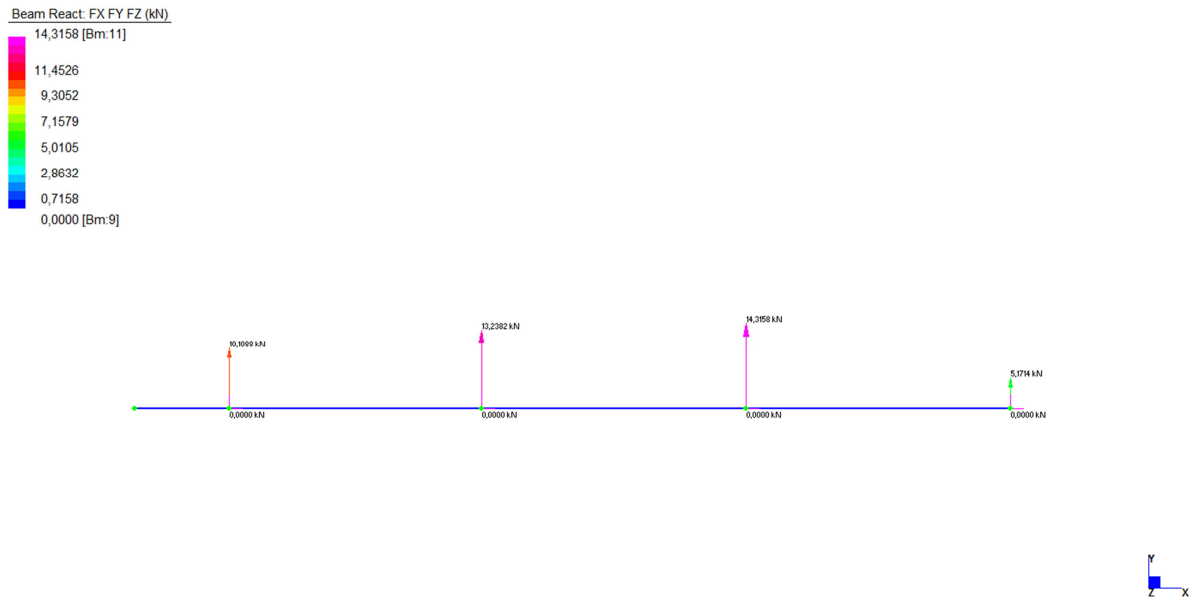


Figura 47: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 14,31 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	5,62	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	7,09	kN
REAZIONE	R	=	14,31	kN

V° condizione

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0,0000	2,3063
	[Bm.14]	[Bm.14]

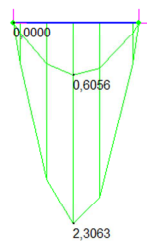


Figura 48: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 2,31 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-3,5579	3,5579
	[Bm.14]	[Bm.14]

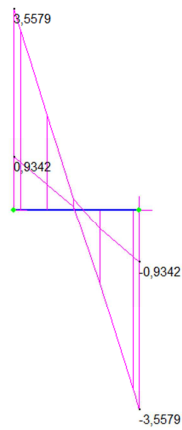


Figura 49: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 3,56 \text{ kN}$

Beam React: FX FY FZ (kN)

23,5703 [Bm.7]
18,8562
15,3207
11,7851
8,2496
4,7141
1,1785
0,0000 [Bm.1]



Figura 50: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 3,70 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
<b>MOMENTO</b>	$M_{Ed}$	=	2,31	kNm
<b>TAGLIO</b>	$T_{Ed}$	=	3,56	kN
<b>REAZIONE</b>	R	=	3,70	kN

VI° condizione

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0,0000	6,0181
	[Bm.13]	[Bm.13]

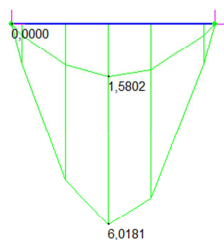


Figura 51: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 6,02 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-5,7475	5,7475
	[Bm.13]	[Bm.13]

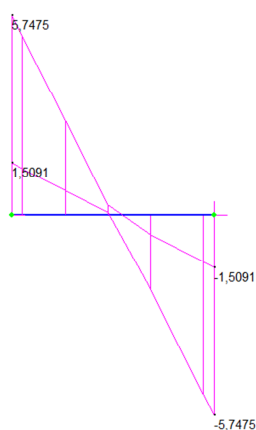


Figura 52: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 5,75 \text{ kN}$

Beam React: FX Fy Fz (kN)  
 5,9796 [Bm:13]  
 4,7837  
 3,8868  
 2,9898  
 2,0929  
 1,1959  
 0,2990  
 0,0000 [Bm:13]



Figura 53: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 5,98 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	6,02	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	5,75	kN
REAZIONE	R	=	5,98	kN

### 9.2.2 VERIFICHE

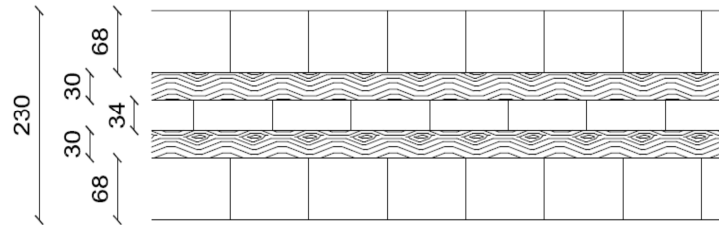
La combinazione di sollecitazioni più gravosa si verifica nella II° condizione di carico studiata con la presenza nella medesima sezione del valore massimo di taglio e di momento nei valori di:

$$\begin{array}{rcl} M_{xx,max} & = & 17 \quad \text{kNm} \\ \hline T_{y,max} & = & 13 \quad \text{kN} \end{array}$$

Caratteristiche della sezione:

Pannello X-Lam DL, 5strati, spessore totale 230mm

- Larghezza: 50 cm
- $\rho = 490 \text{ kg/mc}$
- Classe di servizio 1
- $k_{def} = 0,6$
- $k_{mod} = 1,1$
- $\gamma_M = 1,25$
- $E_0 = 12000 \text{ MPa}$
- $G_0 = 690 \text{ MPa}$
- $E_{90} = 370 \text{ MPa}$
- $G_{90} = 50 \text{ MPa}$
- $A = 345000 \text{ mm}^2$
- $K_{xx} = 9,10 \cdot 10^{12}$
- $K_{yy} = 6,33 \cdot 10^{11}$



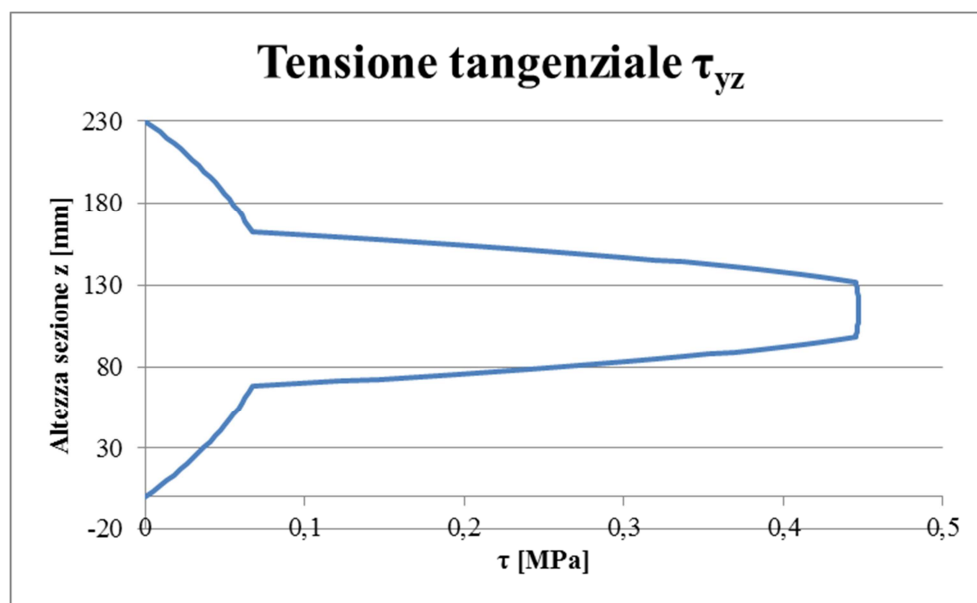
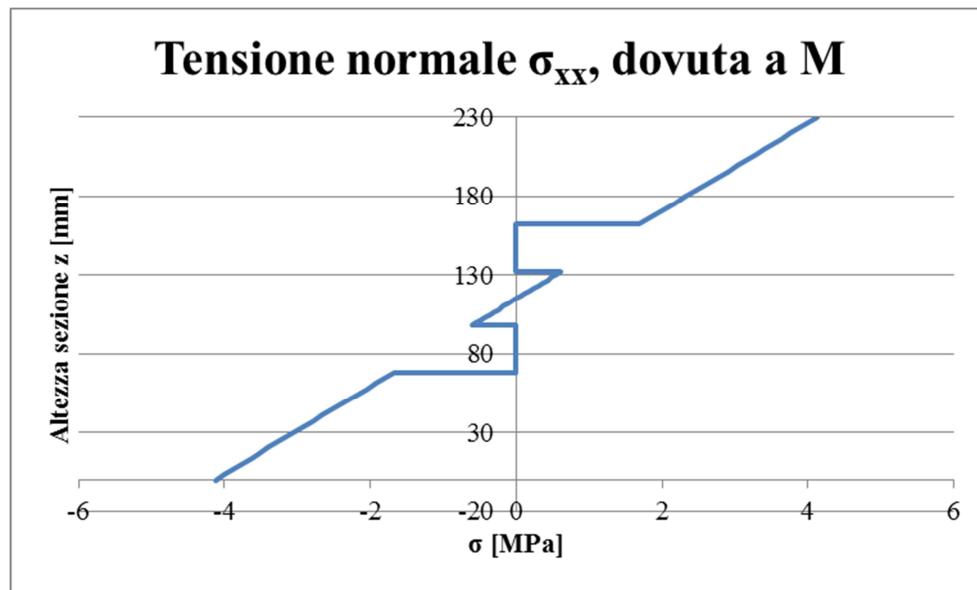
Valori massimi di tensione di progetto

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

$f_{m,d}$	=	20,24	MPa	Resistenza a flessione
$f_{t,0,d}$	=	14,52	MPa	Resistenza a trazione parallela alla fibra
$f_{t,90,d}$	=	0,11	MPa	Resistenza a trazione perpendicolare alla fibra
$f_{c,0,d}$	=	21,12	MPa	Resistenza a compressione parallela alla fibra
$f_{c,90,d}$	=	2,38	MPa	Resistenza a compressione perpendicolare alla fibra
$f_{v,d}$	=	4,58	MPa	Resistenza a taglio nella direzione della fibra
$f_{R,v,d}$	=	2,38	MPa	Resistenza a taglio verticale alla direzione della fibra



## Distribuzione delle tensioni



$\sigma_{xx,max}$	=	+4,12	MPa
$\sigma_{xx,min}$	=	-4,12	MPa
$\tau_{yz}$	=	0,45	MPa

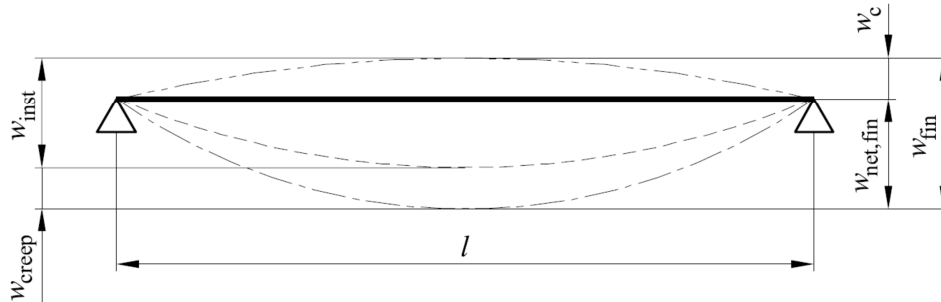
$$- \frac{\sigma_{c/t\ x,max,Ed}}{f_{c/t,0,d}} + \frac{\sigma_{mx,max,Ed}}{f_{m,d}} = 0 + \frac{4,12}{20,24} = \mathbf{0,20} < 1 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

$$- \frac{\tau_{yz,max,Ed}}{f_{R,v,d}} = \frac{0,45}{2,38} = \mathbf{0,19} < 1 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

### 9.3 STATI LIMITE D'ESERCIZIO

Per il calcolo della deformazione massima agli stati limite d'esercizio ci si riferisce a quanto prescritto nell'EC 5 1-1, §7.2.

Le componenti della freccia sono riportate nella figura sottostante e comprendono:



- $w_c$  : è la monta della trave;
- $w_{inst}$  : è la freccia istantanea;
- $w_{creep}$  : è la freccia viscoelastica;
- $w_{fin}$  : è la freccia finale;
- $w_{net,fin}$  : è la freccia finale netta.

I valori limite per le frecce sono:

	$w_{inst}$	$w_{net,fin}$	$w_{fin}$
Trave su due appoggi	da $l/300$ a $l/500$	da $l/250$ a $l/350$	da $l/150$ a $l/300$
Travi a mensola	da $l/150$ a $l/250$	da $l/125$ a $l/175$	da $l/75$ a $l/150$

Per il calcolo delle frecce istantanee si useranno i valori di coefficiente elastico e di taglio opportunamente ridotti per tener conto dell'influenza sulla deformazione della durata del carico e dell'umidità ambientale:

$$E_{fin} = \frac{E}{(1 + k_{def})} = \frac{12000}{1 + 0,6} = 7500 \text{ MPa}$$

$$G_{fin} = \frac{G}{(1 + k_{def})} = \frac{690}{1 + 0,6} = 431 \text{ MPa}$$

Il calcolo della deformazione finale della trave in legno passa per il calcolo separato della freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti ( $G_1$  e  $G_2$ ) ed ai carichi variabili ( $Q_1$ ) calcolati con la combinazione caratteristica (rara) dei carichi.

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1}$$

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

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

*I*<sup>o</sup> condizione

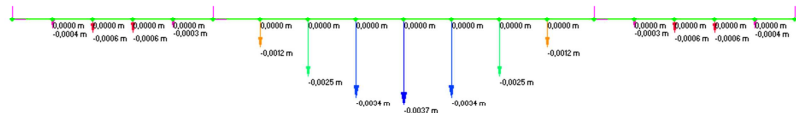
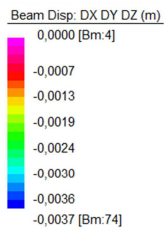
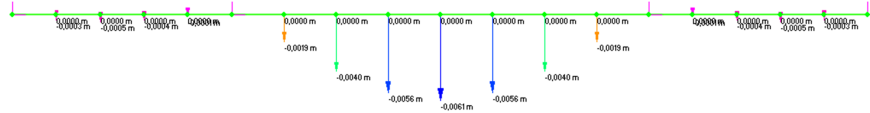
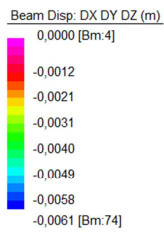


Figura 54: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia in campata centrale $l = 8m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0061	m	$u_{inst,G}$	0,01600	m
$u_{inst,Q}$	0,0037	m	$u_{inst,Q}$	0,01600	m
$u_{fin,G}$	0,00976	m			
$u_{fin,Q}$	0,00437	m			
$u_{fin}$	<b>0,01413</b>	<b>m</b>	$u_{fin}$	<b>0,02667</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in campata laterale $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0005	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0006	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0008	m			
$u_{fin,Q}$	0,0007	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0015</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

*II° condizione*

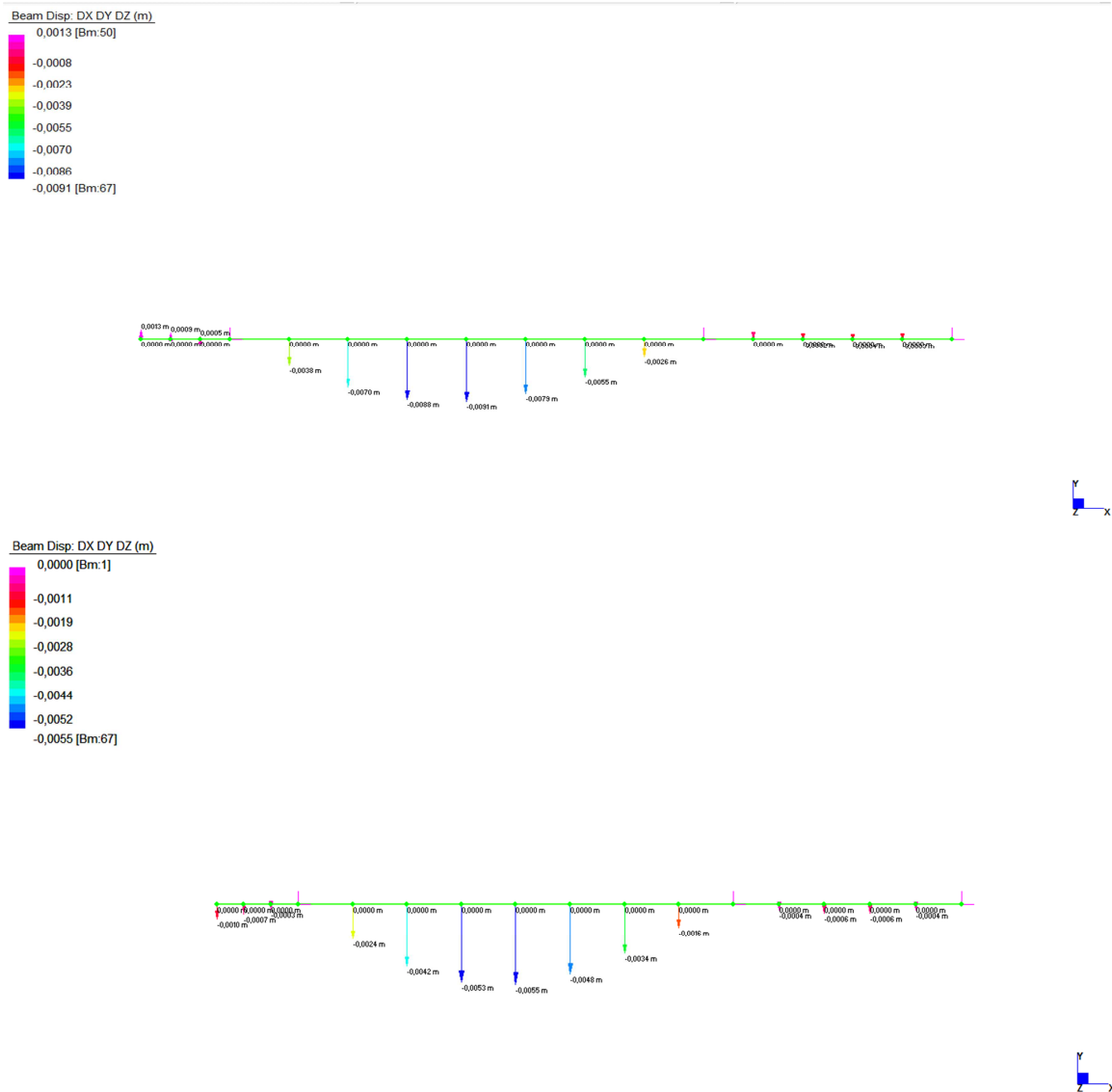


Figura 55: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia in campata centrale $l = 8m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0091	m	$u_{inst,G}$	0,01600	m
$u_{inst,Q}$	0,0055	m	$u_{inst,Q}$	0,01600	m
$u_{fin,G}$	0,0145	m			
$u_{fin,Q}$	0,0065	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0210</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,02667</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in campata laterale $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0004	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0006	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0006	m			
$u_{fin,Q}$	0,0007	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0013</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in mensola $l = 1,50m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	-0,0013	m	$u_{inst,G}$	0,0120	m
$u_{inst,Q}$	0,0010	m	$u_{inst,Q}$	0,0120	m
$u_{fin,G}$	-0,0021	m			
$u_{fin,Q}$	0,0012	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>-0,0009</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0200</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

III° condizione

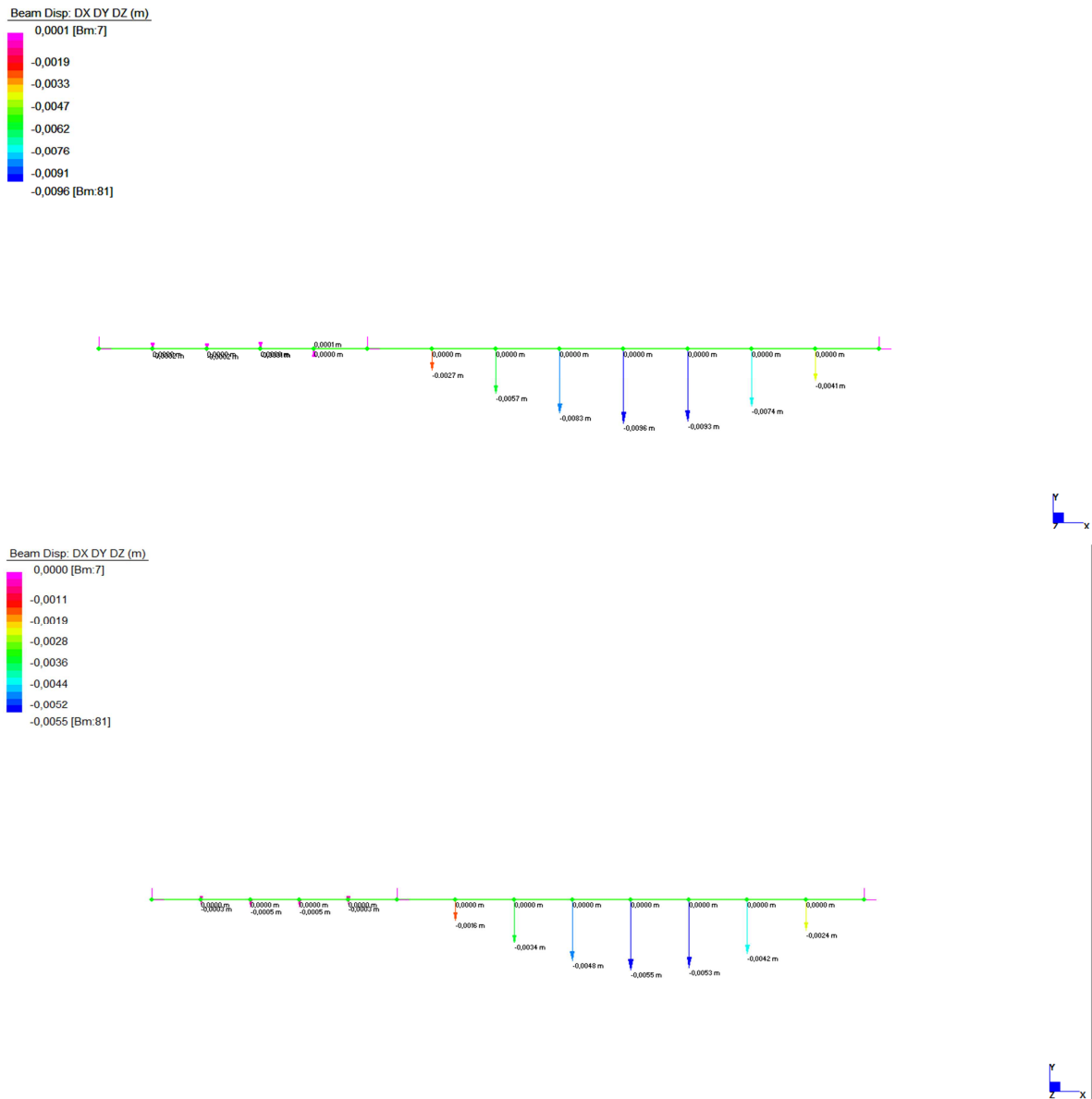


Figura 56: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia in campata centrale $l = 8m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0096	m	$u_{inst,G}$	0,01600	m
$u_{inst,Q}$	0,0055	m	$u_{inst,Q}$	0,01600	m
$u_{fin,G}$	0,0154	m			
$u_{fin,Q}$	0,0065	m			
$u_{fin}$	<b>0,0219</b>	<b>m</b>	$u_{fin}$	<b>0,02667</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in campata laterale $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0002	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0005	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0004	m			
$u_{fin,Q}$	0,0006	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0010</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

IV° condizione



Figura 57: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia in campata laterale $l = 4,00m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0006	m	$u_{inst,G}$	0,0080	m
$u_{inst,Q}$	0,0004	m	$u_{inst,Q}$	0,0080	m
$u_{fin,G}$	0,0010	m			
$u_{fin,Q}$	0,0005	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0015</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0133</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in campata laterale $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0008	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0005	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0013	m			
$u_{fin,Q}$	0,0006	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0019</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in mensola $l = 1,50m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0006	m	$u_{inst,G}$	0,0120	m
$u_{inst,Q}$	0,0006	m	$u_{inst,Q}$	0,0120	m
$u_{fin,G}$	0,0010	m			
$u_{fin,Q}$	0,0007	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0017</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0200</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					



V° condizione

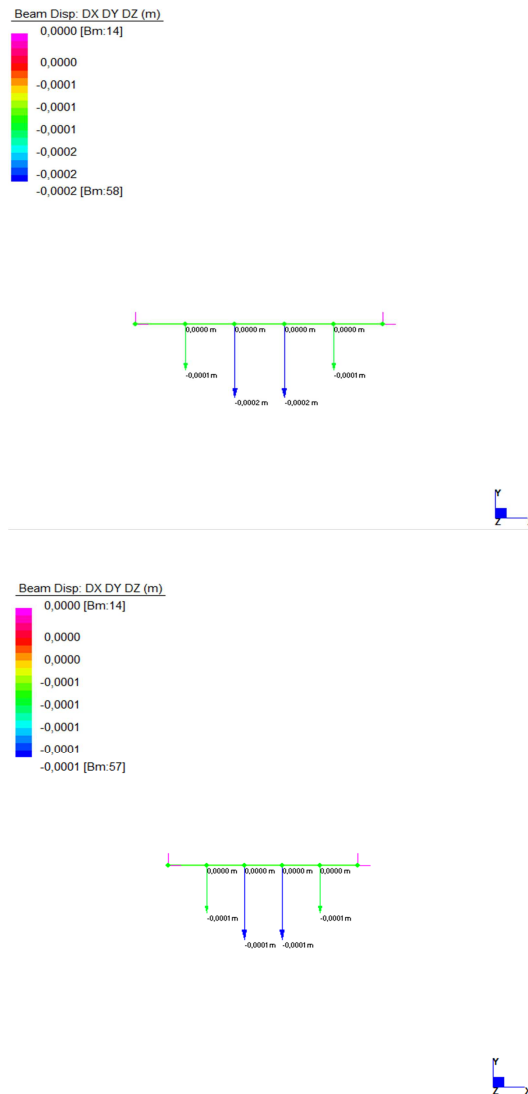


Figura 58: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia $l = 2,60m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0002	m	$u_{inst,G}$	0,0052	m
$u_{inst,Q}$	0,0001	m	$u_{inst,Q}$	0,0052	m
$u_{fin,G}$	0,00032	m			
$u_{fin,Q}$	0,00012	m			
$u_{fin}$	<b>0,00044</b>	<b>m</b>	$u_{fin}$	<b>0,0087</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

VI° condizione

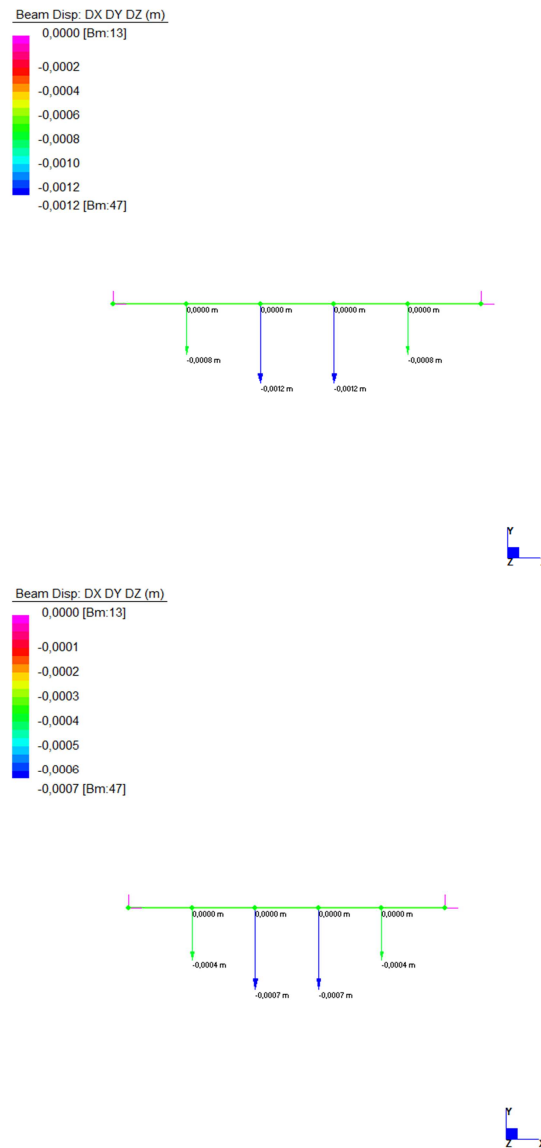


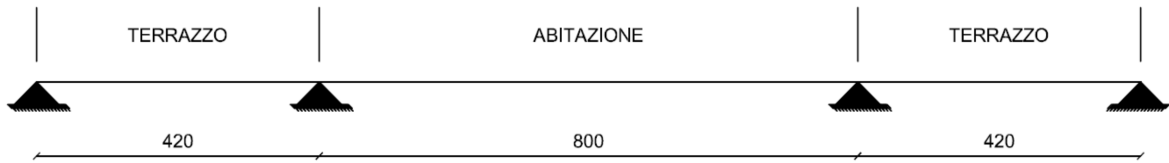
Figura 59: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0012	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0007	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0019	m			
$u_{fin,Q}$	0,0008	m			
$u_{fin}$	<b>0,0027</b>	<b>m</b>	$u_{fin}$	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

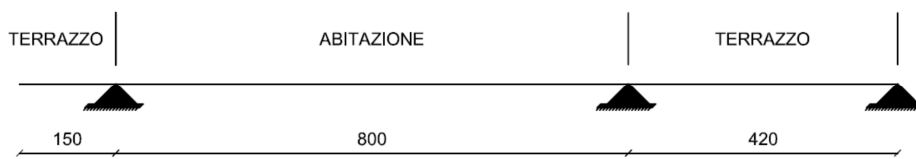
## 10 VERIFICA DEI SOLAI INTERPIANO

### 10.1 CONDIZIONI STUDIATE

*I° condizione*



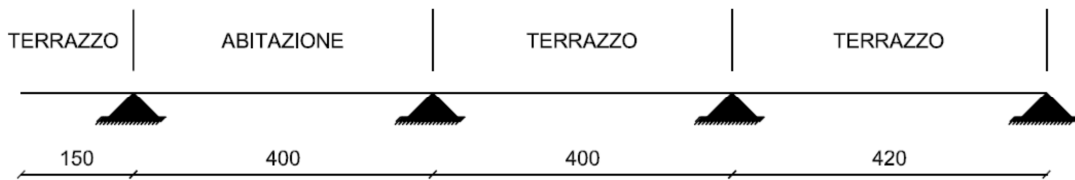
*II° condizione*



*III° condizione*



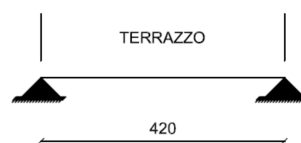
*IV° condizione*



*V° condizione*



*VI° condizione*



## 10.2 STATI LIMITE ULTIMI

*Carichi gravanti sul solaio delle unità abitative:*

- Peso proprio:	1,127 kN/mq
- Peso portato:	1,696 kN/mq
- Carico dovuto alle pareti divisorie:	2,000 kN/mq
- Carico accidentale:	2,000 kN/mq

*Carichi gravanti sul terrazzo:*

- Peso proprio:	1,127 kN/mq
- Peso portato:	1,096 kN/mq
- Vento:	-0,52 kN/mq
- Carico accidentale:	4,000 kN/mq

*Combinazione agli stati limite ultimo sul solaio delle unità abitative:*

- $G_1$ :	1,465 kN/mq
- $G_2$ :	2,544 kN/mq
- $Q_1$ :	3,000 kN/mq
- $Q_2$ :	2,100 kN/mq

*Combinazione agli stati limite ultimo sul terrazzo:*

- $G_1$ :	1,465 kN/mq
- $G_2$ :	1,644 kN/mq
- $Q_1$ :	6,000 kN/mq
- $Q_2$ :	0,525 kN/mq

### 10.2.1 SOLLECITAZIONI

1° condizione

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-23,2570	14,4603
	[Bm:4]	[Bm:5]

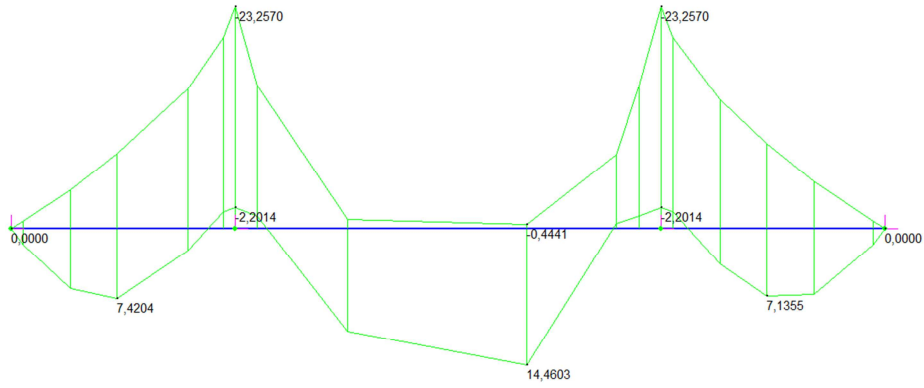


Figura 60: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 14,46 \text{ kNm}$ ,  $M_{min} = -23,26 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-20,4934	20,4934
	[Bm:5]	[Bm:5]

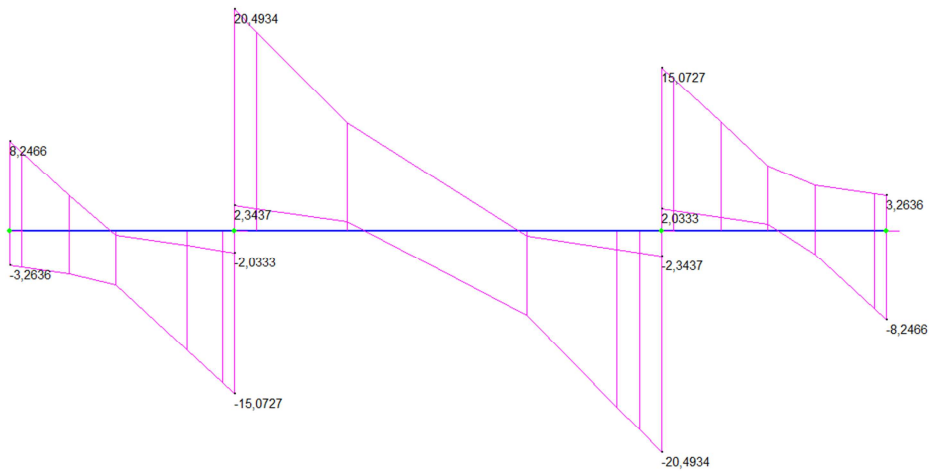


Figura 61: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 20,50 \text{ kN}$

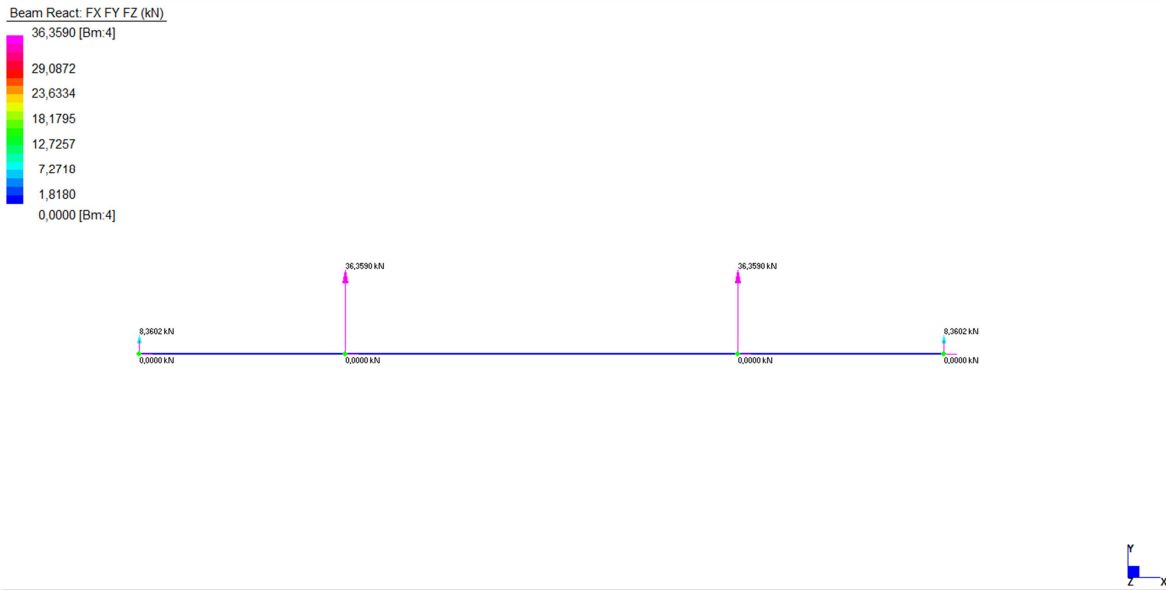


Figura 62: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 36,36 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	23,26	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	20,50	kN
REAZIONE	R	=	36,36	kN

II° condizione

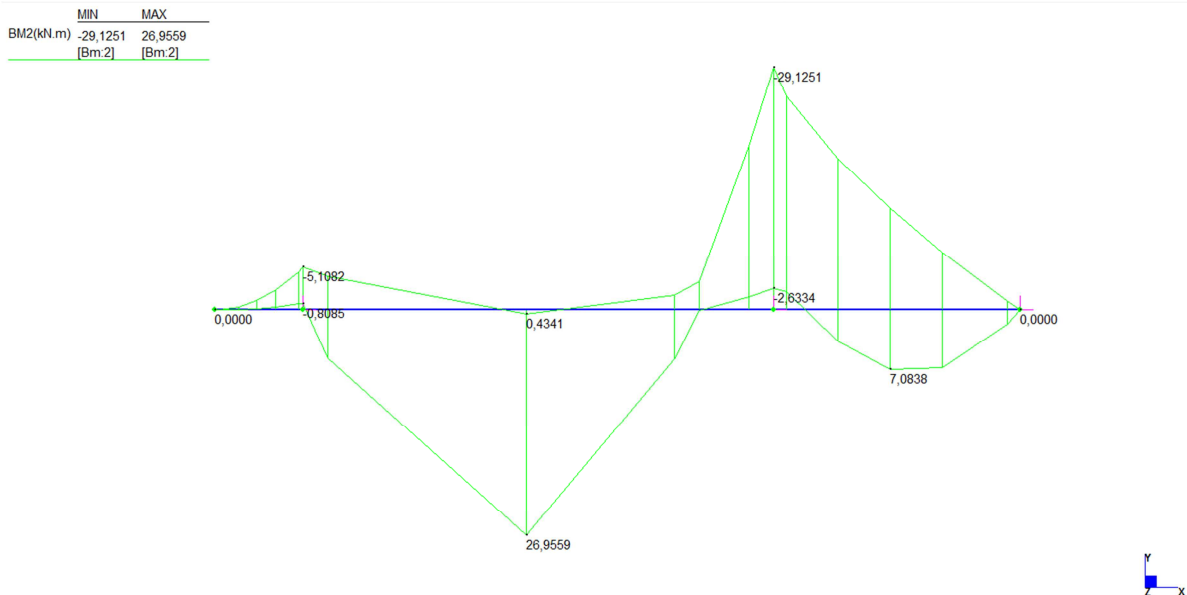


Figura 63: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 26,96 \text{ kNm}$ ,  $M_{min} = -29,16 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-23,5021	17,4934
	[Bm.2]	[Bm.2]

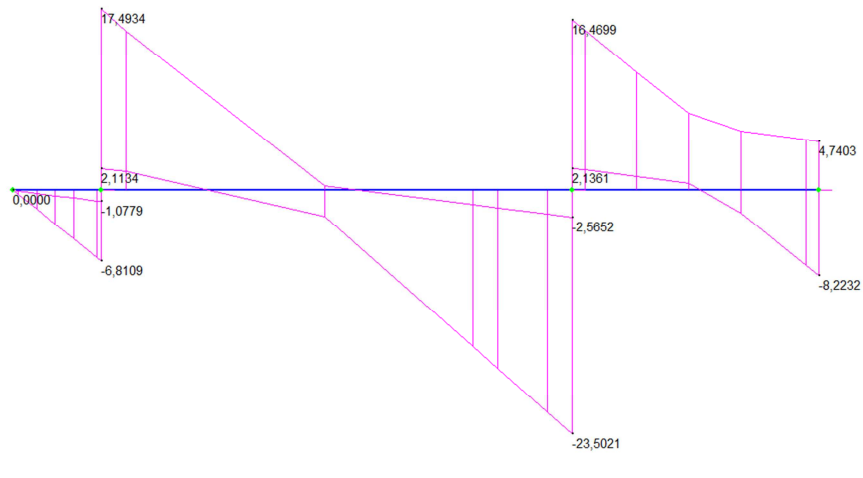


Figura 64: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 23,50 \text{ kN}$

Beam React: FX, FY, FZ (kN)

40,8554 [Bm.2]
32,6843
26,5560
20,4277
14,2994
8,1711
2,0428
0,0000 [Bm.1]

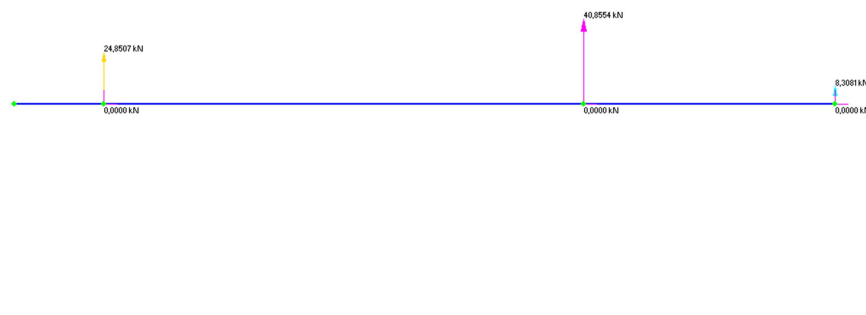


Figura 65: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 40,86 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	29,16	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	23,50	kN
REAZIONE	R	=	40,86	kN

III° condizione

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-29,3858	26,1349
	[Bm.8]	[Bm.8]

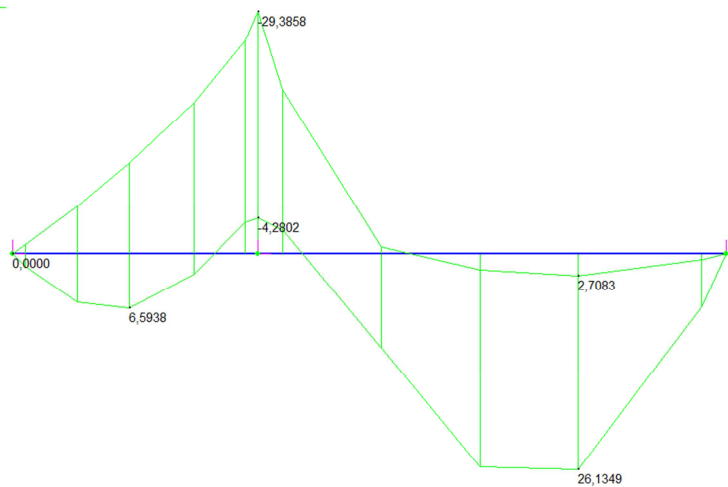


Figura 66: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 26,13 \text{ kNm}$ ,  $M_{min} = -29,39 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-16,6490	23,6357
	[Bm.8]	[Bm.8]

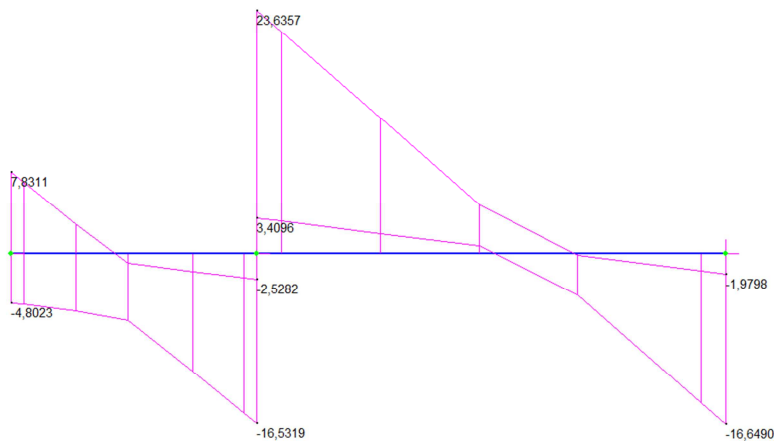


Figura 67: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 23,64 \text{ kN}$



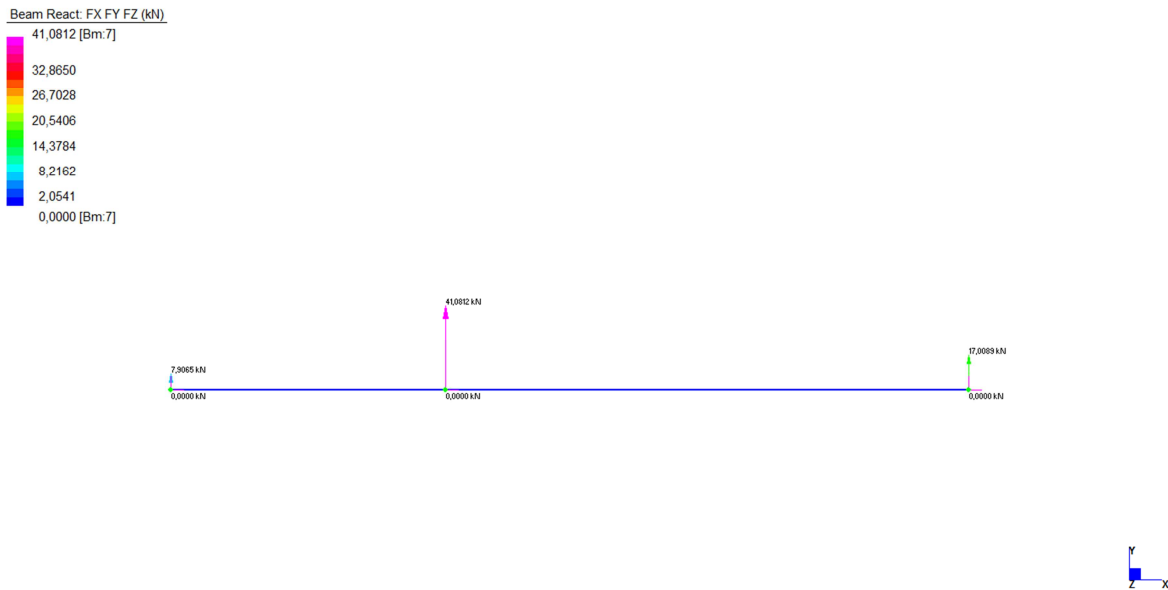


Figura 68: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 41,08 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	29,39	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	23,64	kN
REAZIONE	R	=	41,08	kN

IV° condizione

MIN MAX  
 BM2(kN.m) -9,3147 7,5137  
 [Bm.11] [Bm.12]

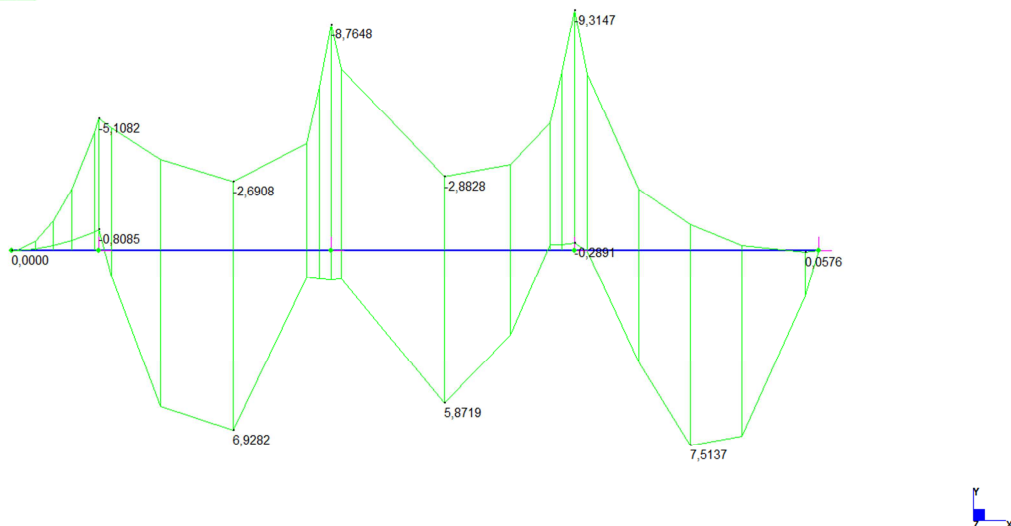


Figura 69: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 7,51 \text{ kNm}$ ,  $M_{min} = -9,31 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-11,9704	11,7531
	[Bm.10]	[Bm.12]

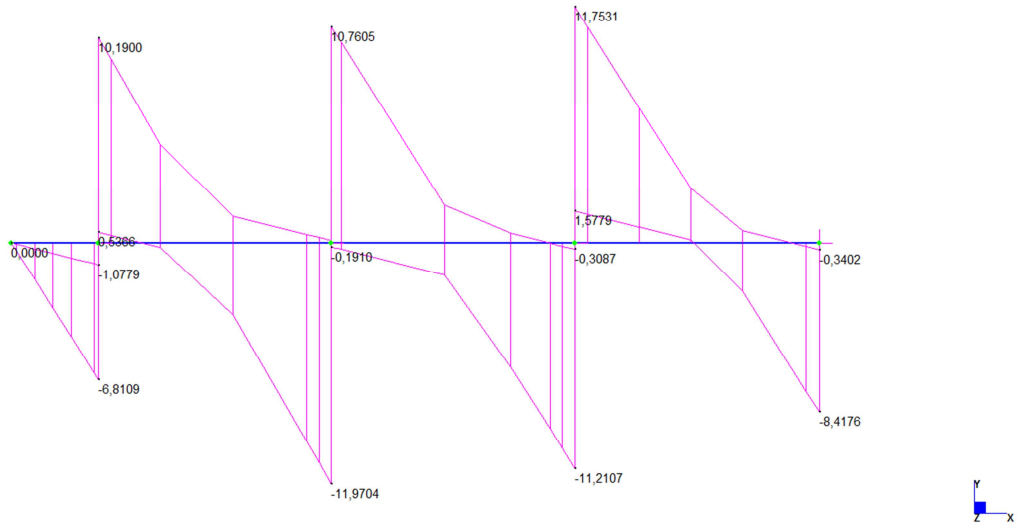


Figura 70: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 11,97 \text{ kN}$

Beam React: FX FY FZ (kN)
23,4896 [Bm.11]
18,7917
15,2682
11,7448
8,2214
4,6979
1,1745
0,0000 [Bm.9]

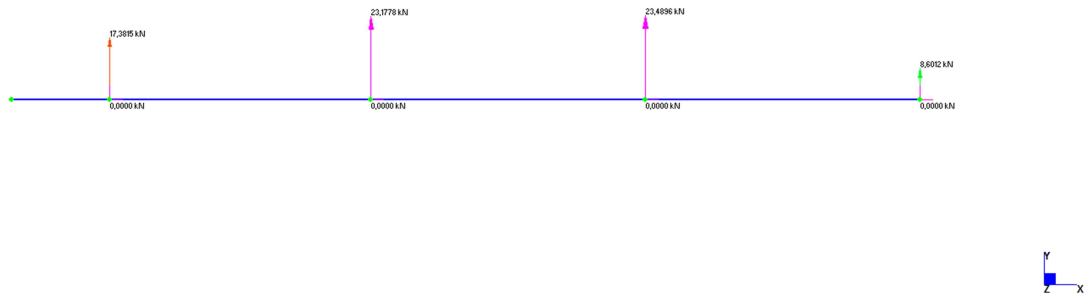


Figura 71: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 23,49 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	9,31	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	11,97	kN
REAZIONE	R	=	23,49	kN

V° condizione

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0,0000	4,2054
	[Bm:14]	[Bm:14]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0,0000	3,8262
	[Bm:15]	[Bm:15]

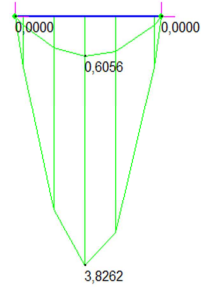
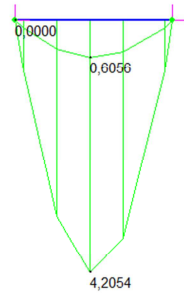


Figura 72: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 4,21 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SF2(kN)	-6,4878	6,4878
	[Bm:14]	[Bm:14]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-5,9028	5,9028
	[Bm:15]	[Bm:15]

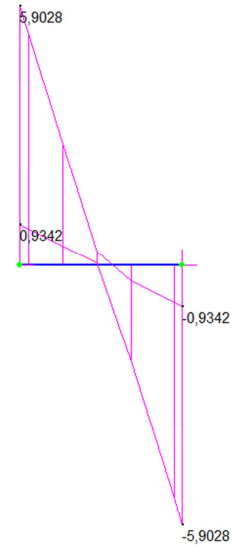
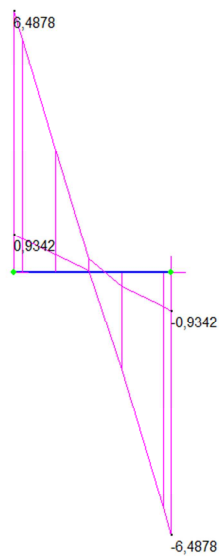


Figura 73: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 6,49 \text{ kN}$

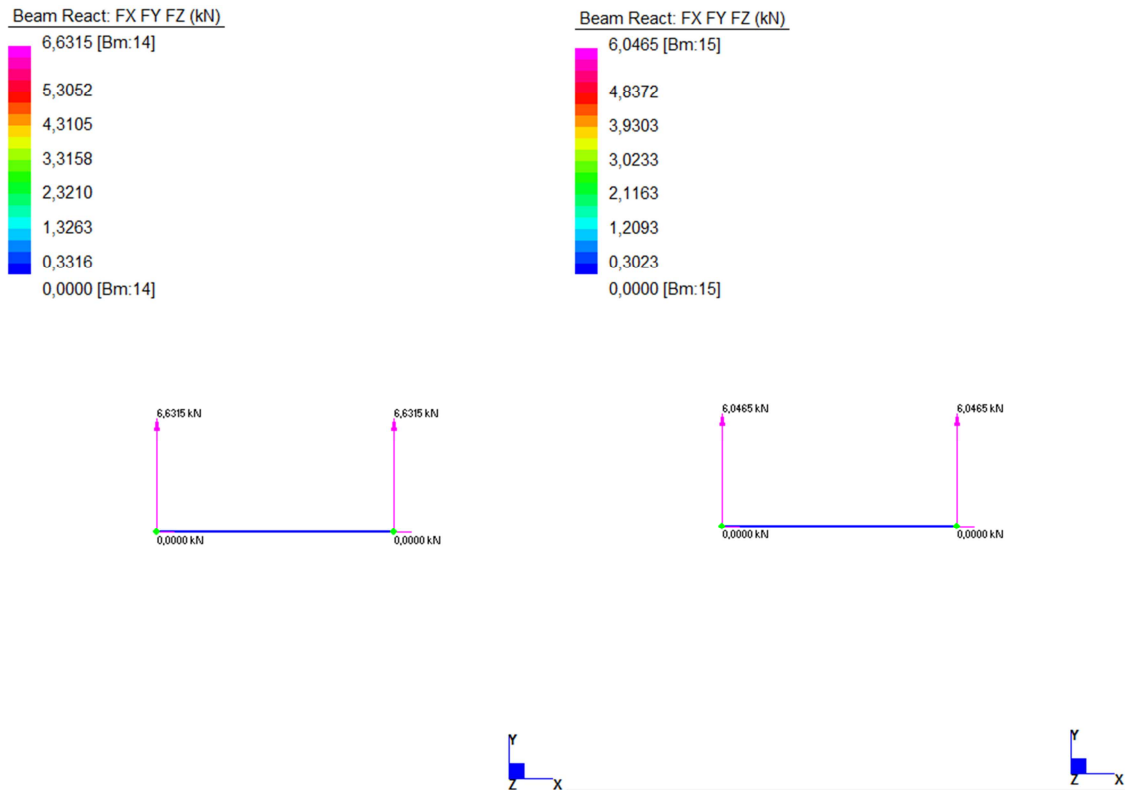


Figura 74: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 6,63 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	4,21	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	6,50	kN
REAZIONE	R	=	6,63	kN

VI° condizione

	MIN	MAX
BM2(kNm)	0,0000	9,9844
	[Bm:13]	[Bm:13]

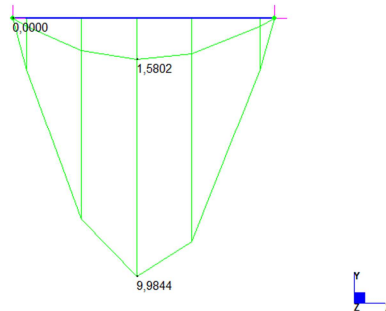


Figura 75: Diagramma dei momenti:  $M_{max} = 9,98 \text{ kNm}$

	MIN	MAX
SFZ(kN)	-9,5353	9,5353
	[Bm.13]	[Bm.13]

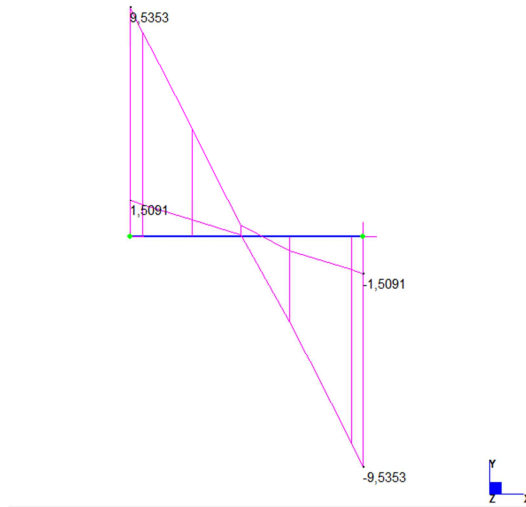


Figura 76: Diagramma del taglio:  $T_{max} = 9,54 \text{ kN}$

Beam React: FX FY FZ (kN)

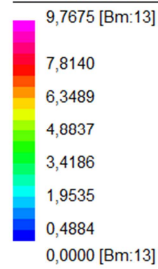


Figura 77: Diagramma delle reazioni vincolari:  $R_{max} = 9,77 \text{ kN}$

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME				
MOMENTO	$M_{Ed}$	=	9,98	kNm
TAGLIO	$T_{Ed}$	=	9,54	kN
REAZIONE	R	=	9,77	kN

### 10.2.2 VERIFICHE

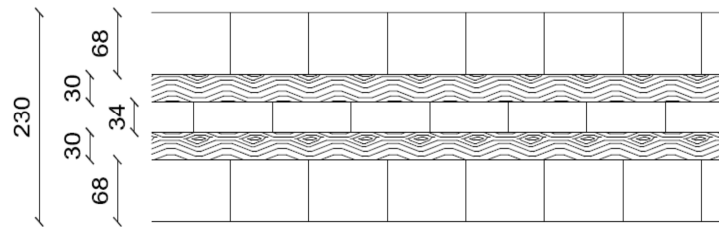
La combinazione di sollecitazioni più gravosa si verifica nella II° condizione di carico studiata con la presenza nella medesima sezione del valore massimo di taglio e di momento con valori di:

$$\begin{array}{rcl} M_{xx,max} & = & 30 \quad \text{kNm} \\ \hline T_{y,max} & = & 24 \quad \text{kN} \end{array}$$

Caratteristiche della sezione:

Pannello X-Lam DL, 5strati, spessore totale 230mm

- Larghezza: 50 cm
- $\rho = 490 \text{ kg/mc}$
- Classe di servizio 1
- $k_{def} = 0,6$
- $k_{mod} = 1,1$
- $\gamma_M = 1,25$
- $E_0 = 12000 \text{ MPa}$
- $G_0 = 690 \text{ MPa}$
- $E_{90} = 370 \text{ MPa}$
- $G_{90} = 50 \text{ MPa}$
- $A = 345000 \text{ mm}^2$
- $K_{xx} = 9,10 \cdot 10^{12}$
- $K_{yy} = 6,33 \cdot 10^{11}$

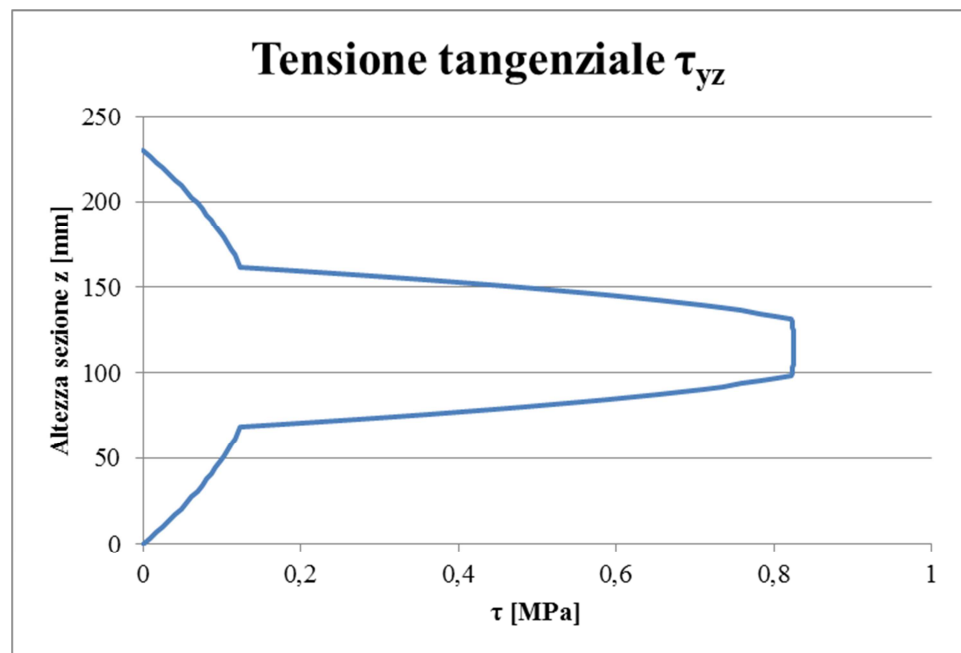
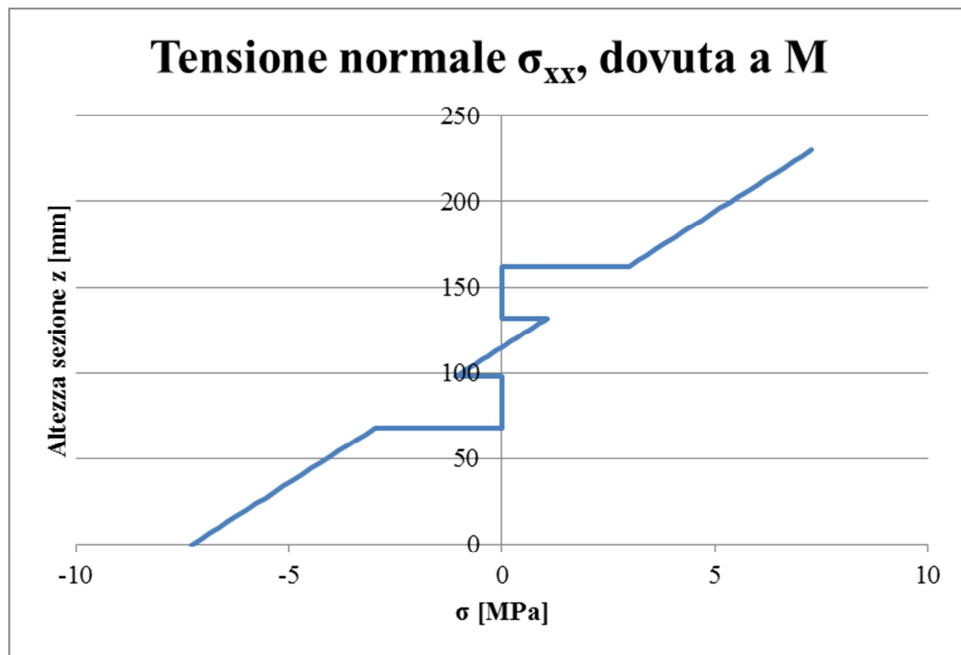


Valori massimi di tensione di progetto

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

$f_{m,d}$	=	20,24	MPa	Resistenza a flessione
$f_{t,0,d}$	=	14,52	MPa	Resistenza a trazione parallela alla fibra
$f_{t,90,d}$	=	0,11	MPa	Resistenza a trazione perpendicolare alla fibra
$f_{c,0,d}$	=	21,12	MPa	Resistenza a compressione parallela alla fibra
$f_{c,90,d}$	=	2,38	MPa	Resistenza a compressione perpendicolare alla fibra
$f_{v,d}$	=	4,58	MPa	Resistenza a taglio nella direzione della fibra
$f_{R,v,d}$	=	2,38	MPa	Resistenza a taglio verticale alla direzione della fibra

## Distribuzione delle tensioni



$\sigma_{xx,max}$	=	+7,30	MPa
$\sigma_{xx,min}$	=	-7,30	MPa
$\tau_{yz}$	=	0,83	MPa

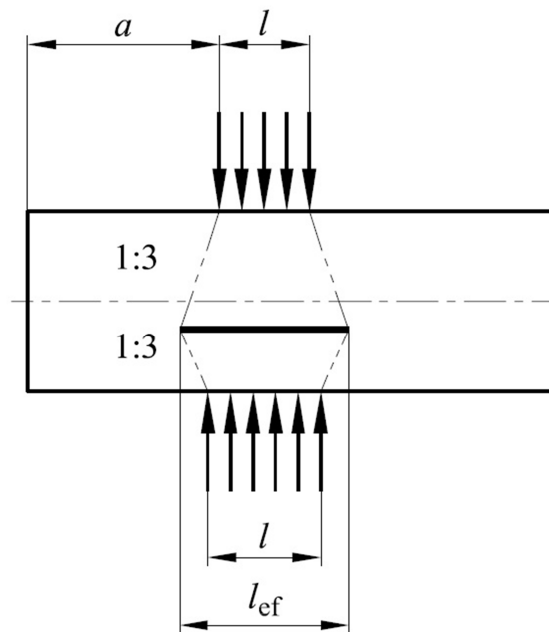
$$- \frac{\sigma_{c/t\ x,max,Ed}}{f_{c/t,0,d}} + \frac{\sigma_{mx,max,Ed}}{f_{m,d}} = 0 + \frac{7,30}{20,24} = \mathbf{0,36} < 1 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

$$- \frac{\tau_{yz,max,Ed}}{f_{R,v,d}} = \frac{0,83}{2,38} = \mathbf{0,35} < 1 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

### Verifica per compressione perpendicolare alla fibratura

In corrispondenza degli appoggi per via della forza verticale trasmessa alle pareti inferiori il pannello X-Lam costituente il solaio è sollecitato localmente da una forza che comprime perpendicolarmente gli strati.

La verifica si esegue considerando una superficie per il calcolo della tensione perpendicolare che consideri una dispersione della tensione con inclinazione verticale di 1:3.



Nel nostro caso la superficie di contatto è data dal lato orizzontale della trave a C che misura 64mm.

- $l_{ef} = 140,6 \text{ mm}$
- $f = 95,12 \text{ kN/m}$

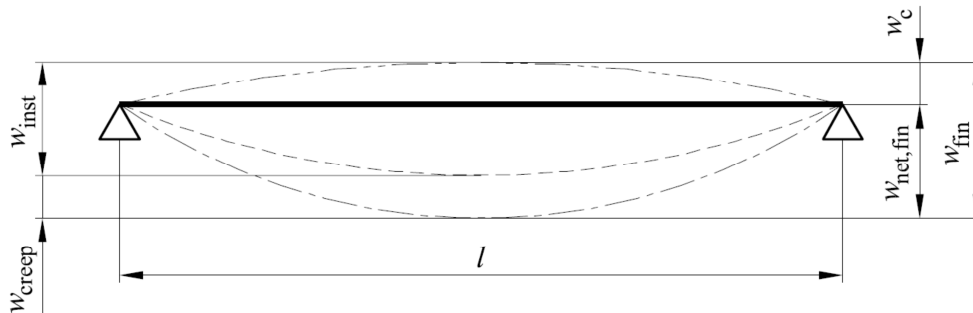
$$\sigma_{c,90,d} = \frac{f \cdot b}{l_{ef} \cdot b} = \frac{95,12}{140,6} = 0,68 \text{ MPa} < f_{c,90,d} = 2,38 \text{ MPa} \text{ VERIFICATO}$$



### 10.3 STATI LIMITE D'ESERCIZIO

Per il calcolo della deformazione massima agli stati limite d'esercizio ci si riferisce a quanto prescritto nell'EC 5 1-1, §7.2.

Le componenti della freccia sono riportate nella figura sottostante e comprendono:



- $w_c$  : è la monta della trave;
- $w_{inst}$  : è la freccia istantanea;
- $w_{creep}$  : è la freccia viscoelastica;
- $w_{fin}$  : è la freccia finale;
- $w_{net,fin}$  : è la freccia finale netta.

I valori limite per le frecce sono:

	$w_{inst}$	$w_{net,fin}$	$w_{fin}$
Trave su due appoggi	da $l/300$ a $l/500$	da $l/250$ a $l/350$	da $l/150$ a $l/300$
Travi a mensola	da $l/150$ a $l/250$	da $l/125$ a $l/175$	da $l/75$ a $l/150$

Per il calcolo delle frecce istantanee si useranno i valori di coefficiente elastico e di taglio opportunamente ridotti per tener conto dell'influenza sulla deformazione della durata del carico e dell'umidità ambientale:

$$E_{fin} = \frac{E}{(1 + k_{def})} = \frac{12000}{1 + 0,6} = 7500 \text{ MPa}$$

$$G_{fin} = \frac{G}{(1 + k_{def})} = \frac{690}{1 + 0,6} = 431 \text{ MPa}$$

Il calcolo della deformazione finale della trave in legno passa per il calcolo separato della freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti ( $G_1$  e  $G_2$ ) ed ai carichi variabili ( $Q_1$ ) calcolati con la combinazione caratteristica (rara) dei carichi.

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1}$$

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

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

I° condizione

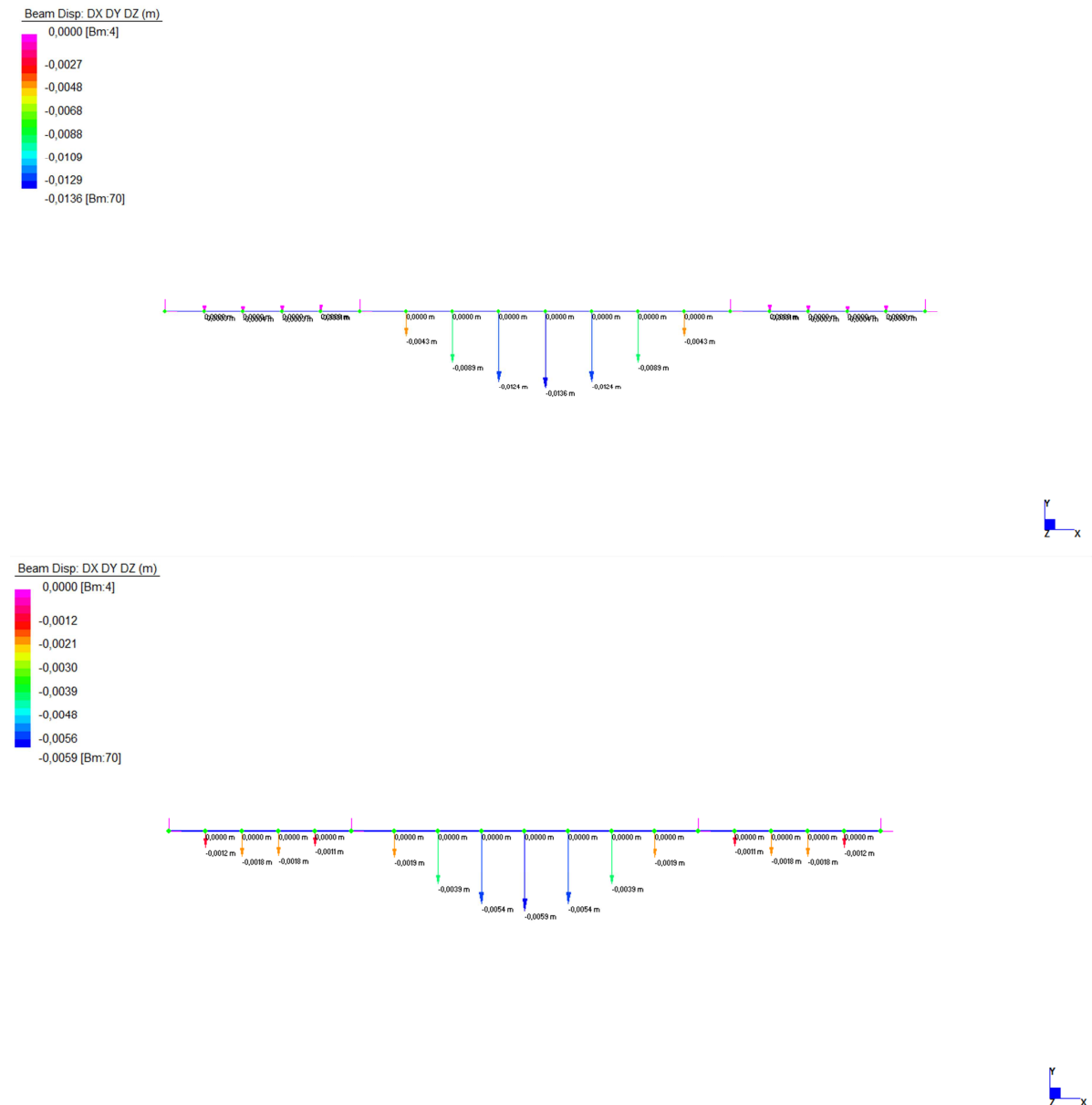


Figura 78: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia in campata centrale $l = 8m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0136	m	$u_{inst,G}$	0,01600	m
$u_{inst,Q}$	0,0059	m	$u_{inst,Q}$	0,01600	m
$u_{fin,G}$	0,0218	m			
$u_{fin,Q}$	0,0070	m			
$u_{fin}$	<b>0,0288</b>	<b>m</b>	$u_{fin}$	<b>0,0533</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in campata laterale $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0004	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0018	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0006	m			
$u_{fin,Q}$	0,0021	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0027</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

*II° condizione*

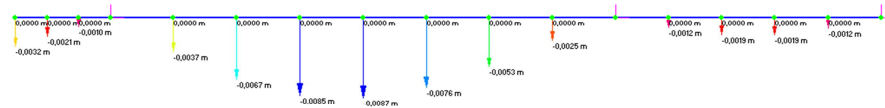
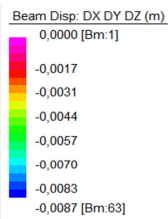
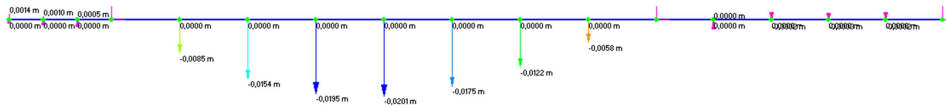
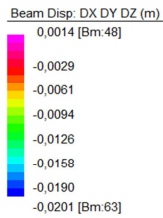


Figura 79: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia in campata centrale $l = 8m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0201	m	$u_{inst,G}$	0,01600	m
$u_{inst,Q}$	0,0087	m	$u_{inst,Q}$	0,01600	m
$u_{fin,G}$	0,0322	m			
$u_{fin,Q}$	0,0103	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0425</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0533</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

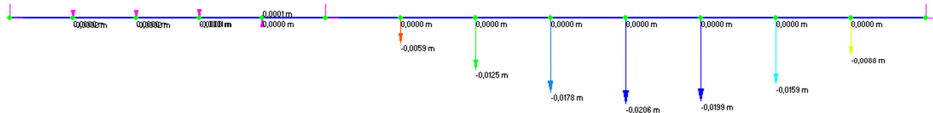
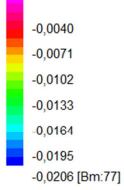
Freccia in campata laterale $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0004	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0019	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0006	m			
$u_{fin,Q}$	0,0021	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0027</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in mensola $l = 1,50m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	-0,0013	m	$u_{inst,G}$	0,0120	m
$u_{inst,Q}$	0,0032	m	$u_{inst,Q}$	0,0120	m
$u_{fin,G}$	-0,0021	m			
$u_{fin,Q}$	0,0038	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0017</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0200</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

III° condizione

Beam Disp: DX,DY,DZ (m)

0,0001 [Bm:7]



Beam Disp: DX,DY,DZ (m)

0,0000 [Bm:7]

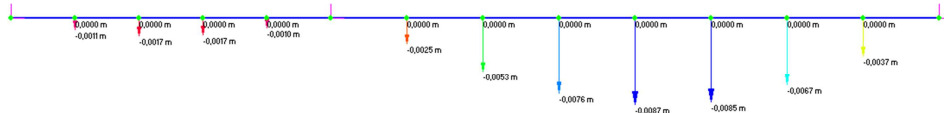
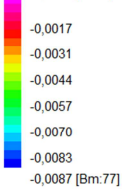


Figura 80: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia in campata centrale $l = 8m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0206	m	$u_{inst,G}$	0,01600	m
$u_{inst,Q}$	0,0087	m	$u_{inst,Q}$	0,01600	m
$u_{fin,G}$	0,0329	m			
$u_{fin,Q}$	0,0103	m			
$u_{fin}$	<b>0,0432</b>	<b>m</b>	$u_{fin}$	<b>0,0533</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in campata laterale $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0004	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0017	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0006	m			
$u_{fin,Q}$	0,0021	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0027</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

IV° condizione

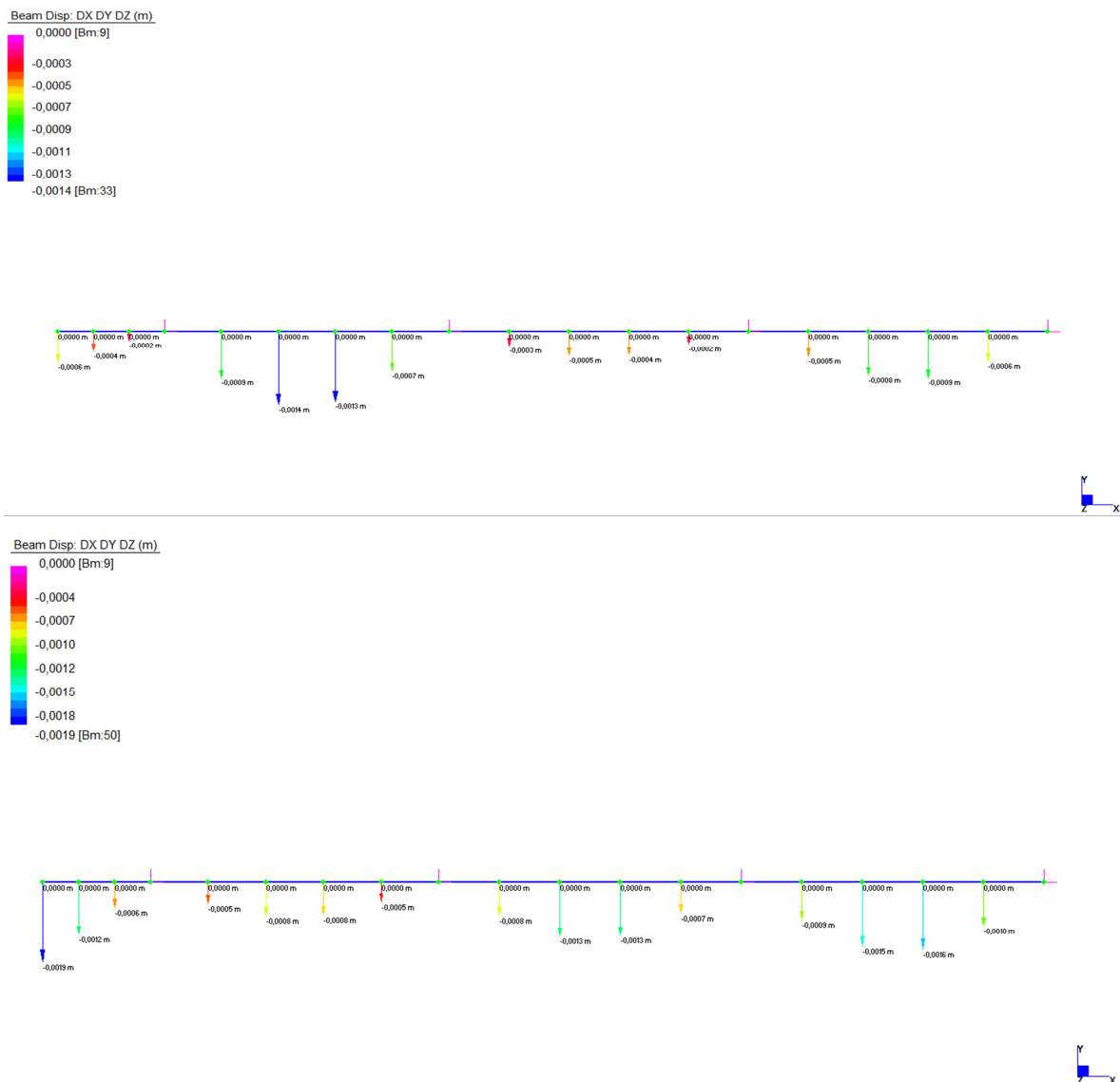


Figura 81: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia in campata laterale $l = 4,00m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0014	m	$u_{inst,G}$	0,0080	m
$u_{inst,Q}$	0,0008	m	$u_{inst,Q}$	0,0080	m
$u_{fin,G}$	0,0022	m			
$u_{fin,Q}$	0,0009	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0031</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0133</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in campata laterale $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0009	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0016	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0014	m			
$u_{fin,Q}$	0,0019	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0033</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

Freccia in mensola $l = 1,50m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0006	m	$u_{inst,G}$	0,0120	m
$u_{inst,Q}$	0,0019	m	$u_{inst,Q}$	0,0120	m
$u_{fin,G}$	0,0010	m			
$u_{fin,Q}$	0,0022	m			
<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0032</b>	<b>m</b>	<b><math>u_{fin}</math></b>	<b>0,0200</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

V° condizione

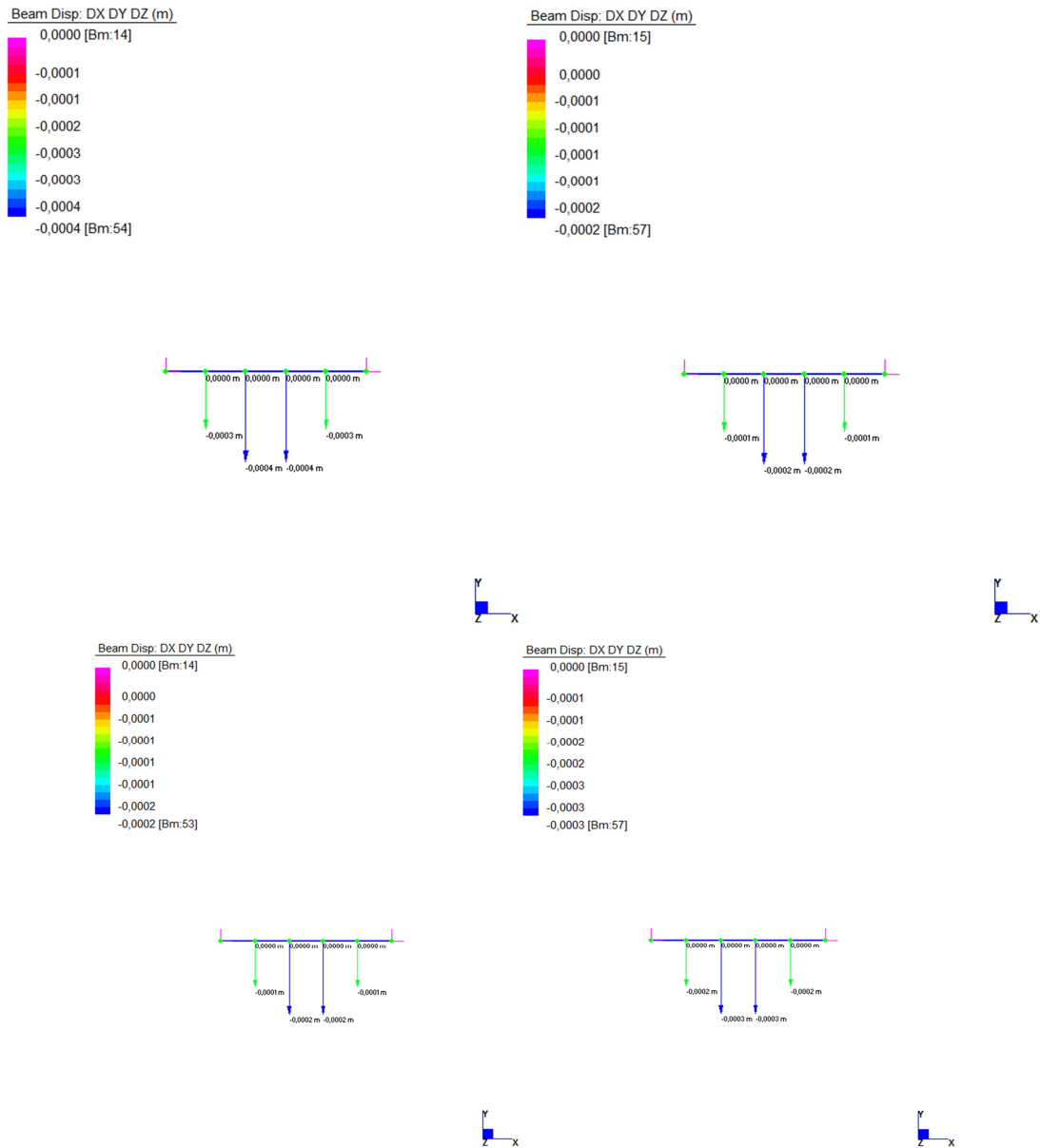


Figura 82: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia $l = 2,60m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0004	m	$u_{inst,G}$	0,0052	m
$u_{inst,Q}$	0,0003	m	$u_{inst,Q}$	0,0052	m
$u_{fin,G}$	0,0006	m			
$u_{fin,Q}$	0,0004	m			
$u_{fin}$	<b>0,0010</b>	<b>m</b>	$u_{fin}$	<b>0,0087</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					



VI° condizione

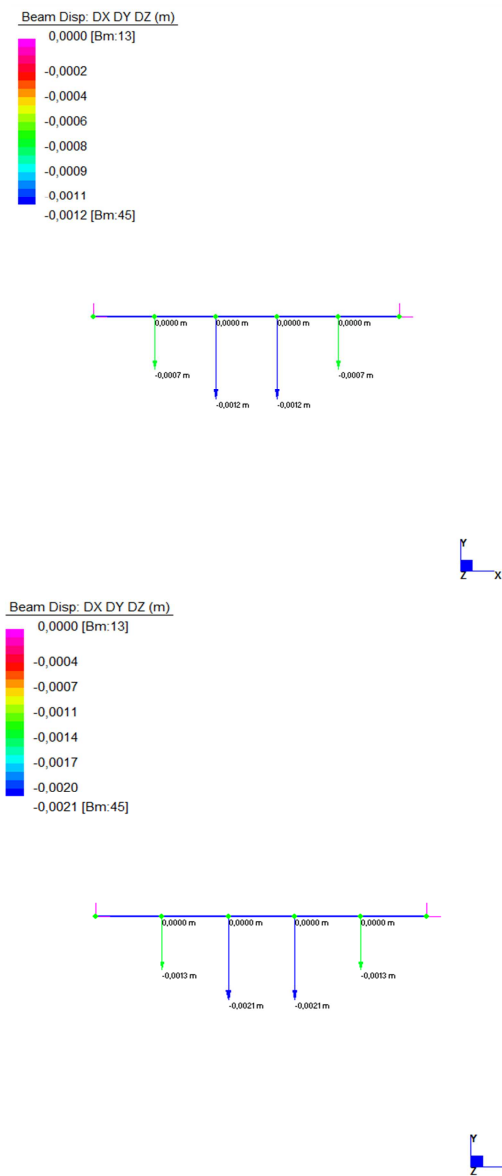


Figura 83: Diagrammi degli spostamenti, rispettivamente dei soli carichi portati e dei soli carichi accidentali

Freccia $l = 4,20m$					
Valori di deformazione			Valori limite		
$u_{inst,G}$	0,0012	m	$u_{inst,G}$	0,0084	m
$u_{inst,Q}$	0,0021	m	$u_{inst,Q}$	0,0084	m
$u_{fin,G}$	0,0019	m			
$u_{fin,Q}$	0,0025	m			
$u_{fin}$	<b>0,0044</b>	<b>m</b>	$u_{fin}$	<b>0,0140</b>	<b>m</b>
<b>VERIFICATO</b>					

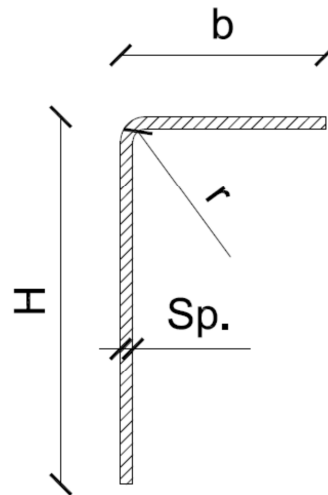
## 11 VERIFICA DELLE TRAVI

Il solaio in X-Lam poggia su travi ad L dove le luci sono inferiori od uguali a 1,20m.

Queste travi hanno sezione ad L ed appunto una luce massima di 1,20m, sono profili in acciaio formato a freddo S355.

*Caratteristiche geometriche:*

- $b = 88 \text{ mm}$
- $H = 200 \text{ cm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $\rho = 7850 \text{ kg/mc}$
- $A = 1692 \text{ mm}^2$
- $P = 13,28 \text{ kg/m}$
- $y_g = 128,19 \text{ mm}$
- $x_g = 12,81 \text{ mm}$
- $J_{xx} = 7280901 \text{ mm}^4$
- $W_x = 105811 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,x} = 108448 \text{ mm}^3$
- $I_x = 65,60 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 954133 \text{ mm}^4$
- $W_y = 74481 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,y} = 61072 \text{ mm}^3$
- $I_y = 23,75 \text{ mm}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$



### 11.1 CARICHI

Lo schema statico studiato è uno schema di doppio appoggio con carico uniformemente distribuito  $q$ [kN/m]. Il carico uniformemente distribuito è ricavato con la massima reazione vincolare ricavata dall'analisi statica dei solai interpiano, a cui va ad aggiungersi il peso della parete che grava su quel tratto di solaio.

Il peso di una parete esterna è di  $2,368 \text{ kN/m}^2$ , considerando un'altezza interpiano di 3,50 m otteniamo un sovraccarico di  $8,288 \text{ kN/m}$ .

Il carico  $q$  è quindi uguale a:

- Peso proprio trave: 0,13 kN/m
- Scarico del solaio (carichi permanenti): 33,0 kN/m
- Scarico del solaio (carichi variabili): 22,0 kN/m
- Peso parete: 8,30 kN/m

$$q_{SLU} = 0,13 \times 1,3 + (33,0 + 22,0 + 8,3) \times 1,5 = 95,12 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE} = 0,13 + 33,0 + 22,0 + 8,3 = 63,43 \text{ kN/m}$$

## 11.2 VERIFICHE: STATI LIMITE ULTIMI

### Sollecitazioni

$M_{xx}$	=	17,12	kNm
$T_y$	=	57,00	kN

### 11.2.1 MOMENTO FLETTENTE

#### Calcolo sezione effettiva

Con la sezione compressa è necessario, prima del calcolo del momento resistente, procedere con il calcolo della sezione realmente reagente (EC3 1-5)

Table 4.2: Outstand compression elements

Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$			
		$1 > \psi \geq 0$ :			
		$b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ :			
		$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor $k_{\sigma}$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0$ :			
		$b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ :			
		$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor $k_{\sigma}$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Elemento orizzontale b:

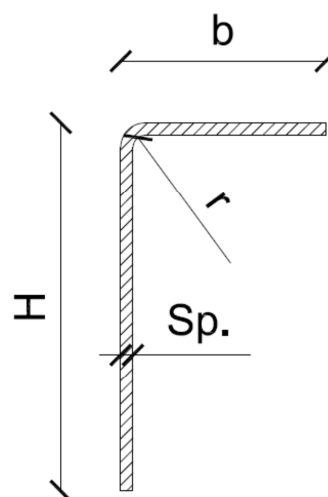
$b = b_p$	88	mm
<b>Uniformemente compressa</b>		
$\psi$	1	
$k_{\sigma,2}$	0,43	
$\lambda_p$	0,8519444	
$\rho$	0,9147643	
<b><math>b_{eff}</math> 80,49926 mm</b>		

Elemento verticale H:

$H = b_p$	200	mm
<b>Distribuzione a farfalla</b>		
$\psi$	-1	
$k_{\sigma,2}$	0,85	
$\lambda_p$	0,0063653	
$\rho$	1	
<b><math>H_{eff}</math> 200 mm</b>		

Caratteristiche geometriche della sezione effettiva:

- $b = 80,50$  mm
- $H = 200$  cm
- $Sp. = 6$ mm
- $r = 6$  mm
- $A = 1692$  mm<sup>2</sup>
- $J_{xx} = 7061853$  mm<sup>4</sup>
- $W_x = 99898$  mm<sup>3</sup>
- $W_{pl,x} = 104015$  mm<sup>3</sup>
- $I_x = 65,48$  mm
- $J_{yy} = 737363$  mm<sup>4</sup>
- $W_y = 67399$  mm<sup>3</sup>
- $W_{pl,y} = 54811$  mm<sup>3</sup>
- $I_y = 21,16$  mm



$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} = 26,16 \text{ kNm} > M_{x,Ed} = 17,12 \text{ kNm} \text{ VERIFICATO}$$

### 11.2.2 TAGLIO

- $h_w = 194 \text{ mm}$  , altezza della sezione (linea media)
- $s_w = 88 \text{ mm}$
- $\phi = 90^\circ$
- $t = 6 \text{ mm}$
- $\lambda_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,417$
- $f_{bv} = 0,58 \cdot f_{yb} = 159,5 \text{ MPa}$

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} = 185,66 \text{ kN} > V_{Ed} = 57,00 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

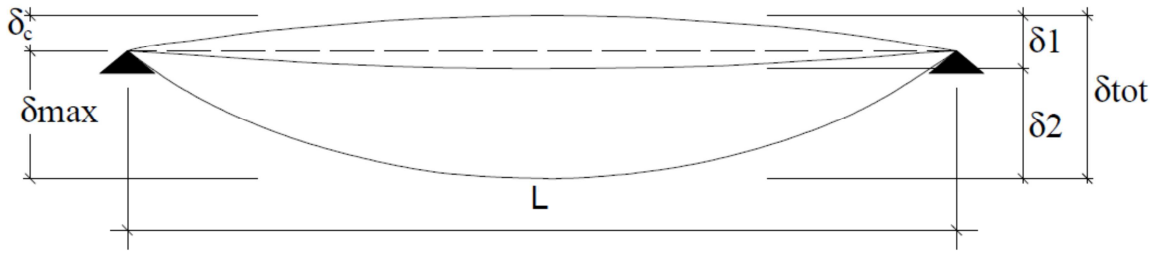
### 11.2.3 AZIONI COMBinate

- $M_{x,Ed} = 17,12 \text{ kNm}$
- $M_{x,Rd} = 26,16 \text{ kNm}$
- $M_{f,Rd} = 0,00 \text{ kNm}$  , momento resistente delle sole flange
- $M_{pl,x,Rd} = 27,24 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = 57,00 \text{ kN}$
- $V_{b,Rd} = 185,66 \text{ kN}$

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{b,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,00$$

$$\frac{17,12}{26,16} + \left(\frac{2 \times 57,00}{185,66} - 1\right)^2 = 0,71 < 1,00 \text{ VERIFICATO}$$

### 11.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO



Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

Gli spostamenti verticali calcolati tramite la combinazione caratteristica dei carichi sono:

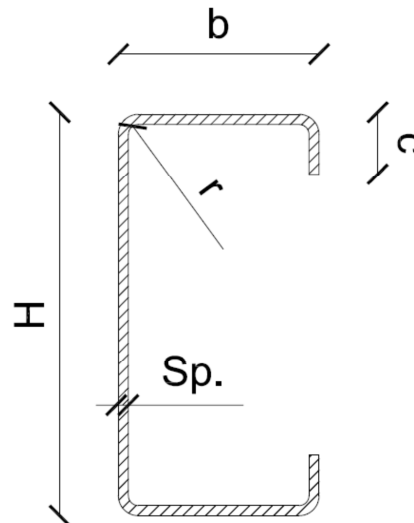
$$\delta_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_i \cdot l^4}{E \cdot J}$$

VALORI CALCOLATI				LIMITI		
$\delta_2$	=	0,40	mm	$\delta_2$	=	3,43 mm
$\delta_{max}$	=	1,15	mm	$\delta_{max}$	=	4,80 mm
<b>VERIFICATO</b>						

## 12 VERIFICA DELLE TRAVI CON LUCI MAGGIORI A 1,20 M

I pannelli in X-Lam con lunghezze superiori a 1,20m sono disposti in presenza di aperture e posso raggiungere lunghezze fino a 2,50m. Per questo motivo si è dovuto ricorrere a travi a sezione a C per garantire l'adeguata resistenza.

- $b = 88 \text{ mm}$
- $H = 340 \text{ mm}$
- $c = 30 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 3456 \text{ mm}^2$
- $J_{xx} = 58849568 \text{ mm}^4$
- $W_x = 346173 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,x} = 408720 \text{ mm}^3$
- $I_x = 130,49 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 3754005 \text{ mm}^4$
- $W_y = 166024 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,y} = 98388 \text{ mm}^3$
- $I_y = 32,96 \text{ mm}$



### 12.1 CARICHI

Lo schema statico studiato è uno schema di doppio appoggio con carico uniformemente distribuito  $q$ [kN/m]. Il carico uniformemente distribuito è ricavato con la massima reazione vincolare ricavata dall'analisi statica dei solai interpiano, a cui va ad aggiungersi il peso della parete che grava su quel tratto di solaio.

Il peso di una parete esterna è di  $2,368 \text{ kN/m}^2$ , considerando un'altezza interpiano di 3,50 m otteniamo un sovraccarico di  $8,288 \text{ kN/m}$ .

Il carico  $q$  è quindi uguale a:

- |  |           |
|--|-----------|
| - Peso proprio trave:                      | 0,13 kN/m |
| - Scarico del solaio (carichi permanenti): | 33,0 kN/m |
| - Scarico del solaio (carichi variabili):  | 22,0 kN/m |
| - Peso parete:                             | 8,30 kN/m |

$$q_{SLU} = 0,13 \times 1,3 + (33,0 + 22,0 + 8,3) \times 1,5 = 95,12 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE} = 0,13 + 33,0 + 22,0 + 8,3 = 63,43 \text{ kN/m}$$

## 12.2 VERIFICHE: STATI LIMITE ULTIMI

### Sollecitazioni

$M_{xx}$	=	75,0	kNm
$T_y$	=	120,0	kN

### 12.2.1 MOMENTO FLETTENTE

#### Calcolo sezione effettiva

Con la sezione compressa è necessario, prima del calcolo del momento resistente, procedere con il calcolo della sezione realmente reagente (EC3 1-5)

**Table 4.1: Internal compression elements**

Stress distribution (compression positive)				Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor $k_{\sigma}$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$



**Table 4.2: Outstand compression elements**

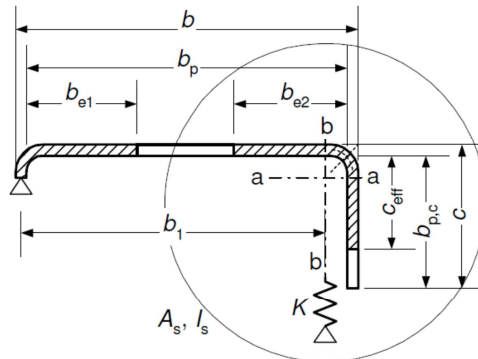
Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$			
	$1 > \psi \geq 0$ : $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$		1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$
Buckling factor $k_{\sigma}$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
	$1 > \psi \geq 0$ : $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$		1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$
Buckling factor $k_{\sigma}$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Elemento orizzontale b:

$c = b_p$	30	mm
<b>Uniformemente compressa</b>		
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	
$\lambda_p$	0,2793287	
$\rho$	1	
$b_{eff}$	<b>88</b>	<b>mm</b>
$b_{e1}$	<b>44</b>	<b>mm</b>
$b_{e2}$	<b>44</b>	<b>mm</b>

*Irrigidimento verticale c:*

Per il calcolo della lunghezza effettiva degli irrigidimenti occorre seguire il metodo iterativo illustrato nell'EC3 1-3, § 5.5.3.2



$b/t \leq 60$   
a) single edge fold

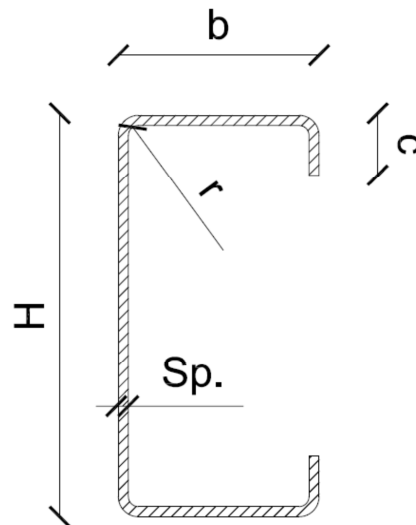
$c = b_p$	27,36 mm
<b>Uniformemente compressa</b>	
$\psi$	0,8545455
$b_{pc}/b_p$	0,3109541
$c_{eff}$	<b>27,36 mm</b>

*Elemento verticale H:*

$H = b_p$	340 mm
<b>Distribuzione a farfalla</b>	
$\psi$	-1
$k_{\sigma,1}$	23,9
$\lambda_p$	0,4415123
$\rho$	1
$b_{eff}$	<b>170 mm</b>
$b_{e1}$	<b>68 mm</b>
$b_{e2}$	<b>102 mm</b>
$b_c$	<b>170 mm</b>

Caratteristiche geometriche della sezione effettiva:

- $b = 88 \text{ mm}$
- $H = 340 \text{ mm}$
- $c = 27,36 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 3424 \text{ mm}^2$
- $J_{xx} = 58217825 \text{ mm}^4$
- $W_x = 342457 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,x} = 404249 \text{ mm}^3$
- $I_x = 130,39 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 3617410 \text{ mm}^4$
- $W_y = 164374 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,y} = 95600 \text{ mm}^3$
- $I_y = 32,50 \text{ mm}$



$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} = 86,91 \text{ kNm} > M_{x,Ed} = 75,00 \text{ kNm} \text{ VERIFICATO}$$

### 12.2.2 TAGLIO

- $h_w = 334 \text{ mm}$  , altezza della sezione (linea media)
- $s_w = 340 \text{ mm}$
- $\phi = 90^\circ$
- $t = 6 \text{ mm}$
- $\lambda_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,7095$
- $f_{bv} = 0,58 \cdot f_{yb} = 159,5 \text{ MPa}$

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} = 319,64 \text{ kN} > V_{Ed} = 120,00 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

### 12.2.3 AZIONI COMBinate

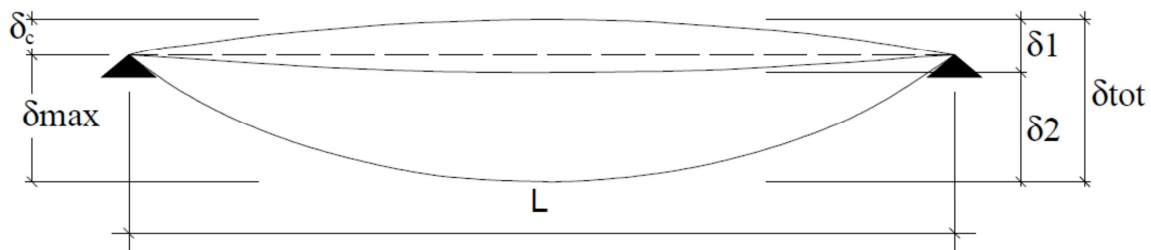
- $M_{x,Ed} = 75,00 \text{ kNm}$
- $M_{x,Rd} = 86,91 \text{ kNm}$

- $M_{f,Rd} = 45,19 \text{ kNm}$  , momento resistente delle sole flange
- $M_{pl,x,Rd} = 104,88 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = 120,00 \text{ kN}$
- $V_{b,Rd} = 319,64 \text{ kN}$

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{b,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,00$$

$$\frac{75,00}{86,91} + \left(1 - \frac{45,19}{104,88}\right) \left(\frac{2 \times 120,00}{319,64} - 1\right)^2 = 0,90 < 1,00 \text{ VERIFICATO}$$

### 12.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO



Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Gli spostamenti verticali calcolati tramite la combinazione caratteristica dei carichi sono:

$$\delta_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_i \cdot l^4}{E \cdot J}$$

VALORI CALCOLATI				LIMITI			
$\delta_2$	=	0,99	mm	$\delta_2$	=	7,14	mm
$\delta_{max}$	=	2,86	mm	$\delta_{max}$	=	10,00	mm
<b>VERIFICATO</b>							

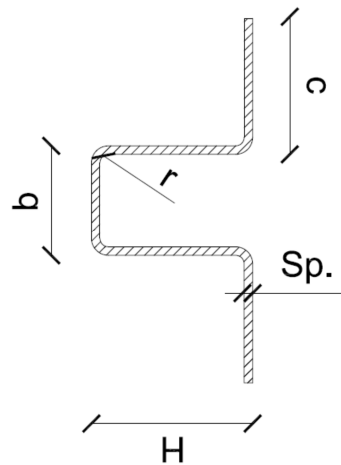
### 13 VERIFICA DEI MONTANTI

La scelta della sezione del montante in acciaio formato a freddo è stata dettata dal bisogno di rendere il più possibile semplice il montaggio delle pareti in pannelli di legno X-Lam.

#### 13.1 VERIFICA DEI MONTANTI OMEGA

La sezione scelta è a forma di  $\Omega$  ed ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- $b = 90 \text{ mm}$
- $H = 83 \text{ mm}$
- $c = 120 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 2832 \text{ mm}^2$
- $P = 22,23 \text{ kg/m}$
- $J_{xx} = 2866441 \text{ mm}^4$
- $W_x = 56498 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,x} = 173353 \text{ mm}^3$
- $I_x = 31,81 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 28730124 \text{ mm}^4$
- $W_y = 180692 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,y} = 259794 \text{ mm}^3$
- $I_y = 100,72 \text{ mm}$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$



### 13.1.1 CARICHI

Come condizione più gravosa di verifica si è scelto un montante al centro di due pareti contenenti aperture e quindi con una lunghezza di 2,5m (tale lunghezza indica anche l'area d'influenza del montante).

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Taglio travi pesi portati x2 [kN]</b>	<b>Taglio travi pesi accidentali x2 [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	0,77	-	-	20,75	21,52
Primo	0,77	104	55		159,77
Secondo	0,77	104	55		159,77
Terzo	0,77	104	55		159,77
Copertura	-	48	38		86
<b>TOTALE</b>	<b>3,08</b>	<b>360</b>	<b>203</b>	<b>20,75</b>	<b>587,0</b>
<b>Combinazione SLE</b>	<b>3,08</b>	<b>360</b>	<b>203</b>	<b>20,75</b>	<b>587,0</b>
<b>Combinazione SLU</b>	<b>4,00</b>	<b>540</b>	<b>304,5</b>	<b>31,125</b>	<b>881,0</b>

### 13.1.2 SFORZO NORMALE

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Flangia superiore</i>		
$b = b_p$	70	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Anime</i>		
$H = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Flange</i>		
$c = b_p$	100	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,2}$	0,43	

$k_{\sigma, \max}$	4
$\lambda_{p, \max}$	0,299
$\lambda_{e, \max}$	0,299
$\lambda_{e0}$	0,673
$\lambda_e / \lambda_{e0}$	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 958,97 \text{ kN} > N_{Ed} = 881,00 \text{ kN} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

### 13.1.3 INSTABILITÀ PER SFORZO NORMALE CENTRATO

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che, a struttura completata, al montante in acciaio sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange della sezione  $\Omega$ ,  $c = 120\text{mm}$ .

*Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:*

$E_{\text{acciaio}}$	210000 MPa
$E_{X\text{-Lam}}$	12000 MPa
n	0,057143
$f_u$	430 MPa
$f_{yb}$	355 MPa
$f_{ya}$	355 MPa
Lunghezza	3,28 m
A	3835,2 mm <sup>2</sup>
$J_x$	3704905 mm <sup>4</sup>
$W_x$	56498 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,x}$	173353 mm <sup>3</sup>
$I_x$	31,08 mm

$J_y$	55276341 mm <sup>4</sup>
$W_y$	180692 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,y}$	180692 mm <sup>3</sup>
$I_y$	120,05 mm

Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:

	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
<b>L [m]</b>	3,28	3,28
<b>L<sub>cr</sub> [mm]</b>	1640	1640
<b>N<sub>cr</sub> [N]</b>	2855015	42596178
$\lambda$	0,69056	0,17878
$\alpha$	0,49	0,49
$\Phi$	0,8586	0,5107
$\chi$	0,730	1

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 947,24 \text{ kN} > N_{Ed} = 881,00 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO}$$

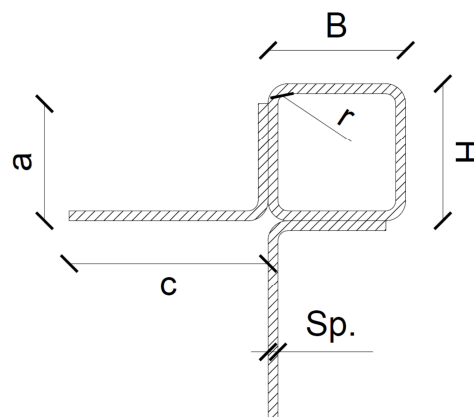


## 13.2 VERIFICA DEI MONTANTI D'ANGOLO

Con lo scopo di facilitare il montaggio della struttura si è scelto di adottare dei montanti diversi negli angoli, dove confluiscono due o più pareti. Nei punti in cui convergono due pareti si è scelto di adottare un profilo cavo a sezione quadrata a cui saranno saldati, in officina, due profili ad L che svolgeranno la funzione delle flange dei montanti con sezione ad omega e consentiranno un più agevole montaggio dei pannelli X-Lam.

*Caratteristiche geometriche:*

- $B = 83 \text{ mm}$
- $H = 83 \text{ mm}$
- $a = 71 \text{ mm}$
- $c = 120 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 3935 \text{ mm}^2$
- $P = 30,89 \text{ kg/m}$
- $x_g = 131,64 \text{ mm}$
- $y_g = 11,64 \text{ mm}$
- $J_{xx} = 8370064 \text{ mm}^4$
- $I_x = 46,12 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 8370064 \text{ mm}^4$
- $I_y = 46,12 \text{ mm}$
- $J_{xy} = 2146176 \text{ mm}^4$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$



### 13.2.1 CARICHI

Come condizione più gravosa di verifica si è scelto un montante al centro di due pareti contenenti aperture e quindi con una lunghezza di 2,5m (tale lunghezza indica anche l'area d'influenza del montante).

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Taglio travi pesi portati x2 [kN]</b>	<b>Taglio travi pesi accidentali x2 [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	0,77	-	-	20,75	21,52
Primo	0,77	104	55		159,77
Secondo	0,77	104	55		159,77
Terzo	0,77	104	55		159,77
Copertura	-	48	38		86
<b>TOTALE</b>	<b>3,08</b>	<b>360</b>	<b>203</b>	<b>20,75</b>	<b>587,0</b>
<b>Combinazione SLE</b>	<b>3,08</b>	<b>360</b>	<b>203</b>	<b>20,75</b>	<b>587,0</b>
<b>Combinazione SLU</b>	<b>4,00</b>	<b>540</b>	<b>304,5</b>	<b>31,125</b>	<b>881,0</b>

### 13.2.2 SFORZO NORMALE

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Anime verticale</i>		
$b = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Anime orizzontale</i>		
$H = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Flange</i>		
$c = b_p$	120	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,2}$	0,43	

$k_{\sigma, \max}$	4
$\lambda_{p, \max}$	0,299
$\lambda_{e, \max}$	0,299
$\lambda_{e0}$	0,673
$\lambda_e/\lambda_{e0}$	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 1330 \text{ kN} > N_{Ed} = 881 \text{ kN} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

### 13.2.3 INSTABILITÀ PER SFORZO NORMALE CENTRATO

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che, a struttura completata, al montante in acciaio sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange del profilo saldato ad L,  $c = 120\text{mm}$ .

*Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:*

$E_{\text{acciaio}}$	210000 MPa
$E_{X\text{-Lam}}$	12000 MPa
n	0,057143
$f_u$	430 MPa
$f_{yb}$	355 MPa
$f_{ya}$	355 MPa
Lunghezza	3,5 m
A	5187 mm <sup>2</sup>
$J_x$	11553787 mm <sup>4</sup>
$J_y$	14543118 mm <sup>4</sup>

Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:

	X-X	Y-Y
L [m]	3,28	3,28
Lcr [mm]	1640	1640
Ncr [N]	8479425	10673321
$\lambda$	0,46600	0,41535
$\alpha$	0,49	0,49
$\Phi$	0,6737	0,6390
$\chi$	0,8618	0,8891

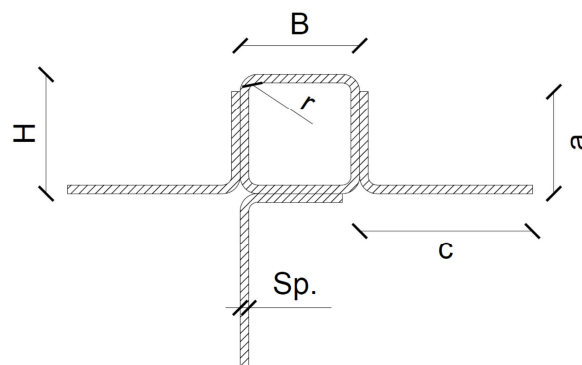
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 1511,32 \text{ kN} > N_{Ed} = 881,00 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO}$$

### 13.3 VERIFICA DEI MONTANTI A T

Dove confluiscono 3 pareti si è scelto di adottare il sistema usato per i montanti d'angolo, che consiste in un profilo cavo di sezione quadrata a cui vengono saldati in officina tanti profili ad L quante sono le pareti che convergono nel punto.

Caratteristiche geometriche:

- B = 83 mm
- H = 83 mm
- a = 71 mm
- c = 120 mm
- Sp. = 6mm
- r = 6 mm
- A = 5000 mm<sup>2</sup>
- P = 39,25 kg/m
- x<sub>g</sub> = 155,93 mm
- y<sub>g</sub> = 12,48 mm
- J<sub>xx</sub> = 8807666 mm<sup>4</sup>
- I<sub>x</sub> = 41,97 mm
- J<sub>yy</sub> = 20702380 mm<sup>4</sup>
- I<sub>y</sub> = 64,35 mm



- $J_{xy} = 2013046 \text{ mm}^4$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$

### 13.3.1 CARICHI

Come condizione più gravosa di verifica si è scelto un montante al centro di due pareti contenenti aperture e quindi con una lunghezza di 2,5m (tale lunghezza indica anche l'area d'influenza del montante).

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Taglio travi pesi portati x2 [kN]</b>	<b>Taglio travi pesi accidentali x2 [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	1,27			30,75	32,02
Primo	1,27	129	68,2		198,47
Secondo	1,27	129	68,2		198,47
Terzo	1,27	129	68,2		198,47
Copertura		62,8	48,5		111,3
<b>TOTALE</b>	<b>5,08</b>	<b>449,8</b>	<b>253,1</b>	<b>30,75</b>	<b>738,73</b>
<b>Combinazione SLE</b>	<b>5,08</b>	<b>449,8</b>	<b>253,1</b>	<b>30,75</b>	<b>738,73</b>
<b>Combinazione SLU</b>	<b>7,62</b>	<b>674,7</b>	<b>379,65</b>	<b>46,125</b>	<b>1108,095</b>

### 13.3.2 SFORZO NORMALE

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Anime verticale</i>		
$b = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Anime orizzontale</i>		
H = b <sub>p</sub>	83	mm
ψ	1	
k <sub>σ,1</sub>	4	

<i>Flange</i>		
c = b <sub>p</sub>	120	mm
ψ	1	
k <sub>σ,2</sub>	0,43	

k <sub>σ,max</sub>	4
λ <sub>p,max</sub>	0,299
λ <sub>e,max</sub>	0,299
λ <sub>e0</sub>	0,673
λ <sub>e</sub> /λ <sub>e0</sub>	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 1398 \text{ kN} > N_{Ed} = 1108 \text{ kN} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

### 13.3.3 INSTABILITÀ PER SFORZO NORMALE CENTRATO

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che, a struttura completata, al montante in acciaio sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange del profilo saldato ad L,  $c = 120\text{mm}$ .

*Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:*

E <sub>acciaio</sub>	210000 MPa
E <sub>X-Lam</sub>	12000 MPa
n	0,057143
f <sub>u</sub>	430 MPa

$f_{yb}$	355 MPa
$f_{ya}$	355 MPa
Lunghezza	3,5 m
A	6856 mm <sup>2</sup>
$J_x$	13032076 mm <sup>4</sup>
$J_y$	35586724 mm <sup>4</sup>

Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:

	X-X	Y-Y
<b>L [m]</b>	3,28	3,28
<b>Lcr [mm]</b>	1640	1640
<b>Ncr [N]</b>	9564354	26117407
$\lambda$	0,50447	0,30528
$\alpha$	0,49	0,49
$\Phi$	0,702	0,572
$\chi$	0,8405	0,946

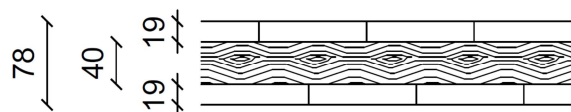
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 1948,33 \text{ kN} > N_{Ed} = 1108 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

## 14 VERIFICA DELLE PARETI

La scelta dello spessore delle pareti è dovuta alla necessità di creare una superficie piana e senza sporgenze, lo spessore scelto è quindi di pannelli X-Lam da 78mm, composti da tre strati da 19mm, 40mm e 19mm. Il pannello scelto appoggiato sulle flange dei montanti creerà uno spessore omogeneo della parete portate di 83mm.

Caratteristiche della sezione:

- Pannello X-Lam DL, 3strati, spessore totale 78mm
- $\rho = 490 \text{ kg/mc}$
- Classe di servizio 1
- $k_{def} = 0,6$
- $k_{mod} = 1,1$
- $\gamma_M = 1,25$



- $E_0 = 12000 \text{ MPa}$
- $G_0 = 690 \text{ MPa}$
- $E_{90} = 370 \text{ MPa}$
- $G_{90} = 50 \text{ MPa}$

Valori massimi di tensione di progetto

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

$f_{m,d}$	=	20,24	MPa	Resistenza a flessione
$f_{t,0,d}$	=	14,52	MPa	Resistenza a trazione parallela alla fibra
$f_{t,90,d}$	=	0,11	MPa	Resistenza a trazione perpendicolare alla fibra
$f_{c,0,d}$	=	21,12	MPa	Resistenza a compressione parallela alla fibra
$f_{c,90,d}$	=	2,38	MPa	Resistenza a compressione perpendicolare alla fibra
$f_{v,d}$	=	4,58	MPa	Resistenza a taglio nella direzione della fibra
$f_{R,v,d}$	=	2,38	MPa	Resistenza a taglio verticale alla direzione della fibra

Come si vedrà di seguito le verifiche saranno ampiamente soddisfatte dato la scarsa entità delle sollecitazioni che gravano sui pannelli in condizioni statiche.

## 14.1 SOLLECITAZIONI

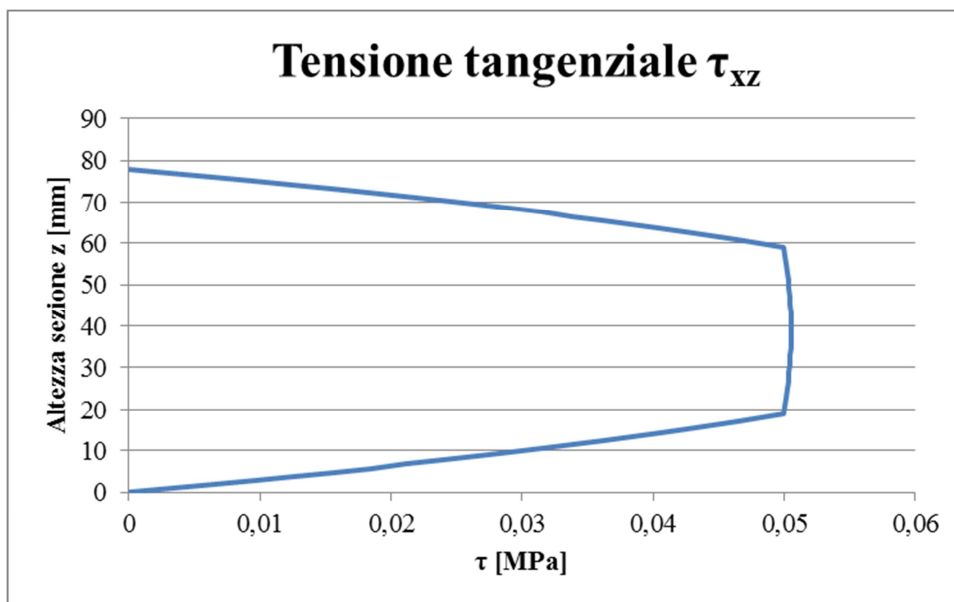
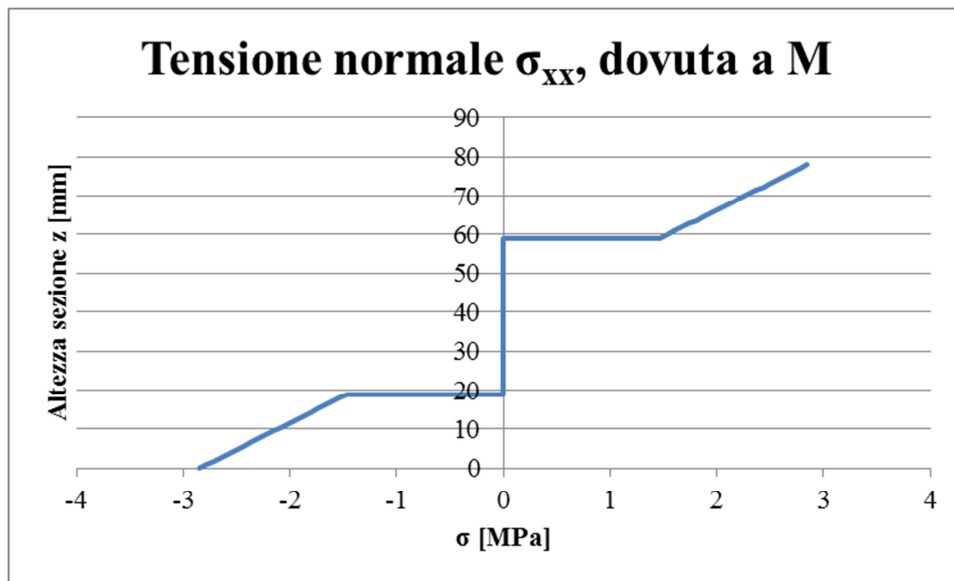
Nel calcolo statico l'unica sollecitazione che incide sui pannelli controventanti è il carico da vento, essendo essi predisposti per resistere alle sole forze orizzontali.

Le dimensioni massime del pannello sono di 1200 x 3280 mm, le sollecitazioni massime considerando un pannello posto al terzo piano sono dunque di:

Direzione	Sollecitazione		
Verticale	$M_{Ed}$	2,50	kNm
	$T_{Ed}$	3,05	kN
Orizzontale	$M_{Ed}$	0,91	kNm
	$T_{Ed}$	3,05	kN



## 14.2 VERIFICA IN DIREZIONE VERTICALE



$$\sigma_{xx,max} = +2,85 \text{ MPa}$$

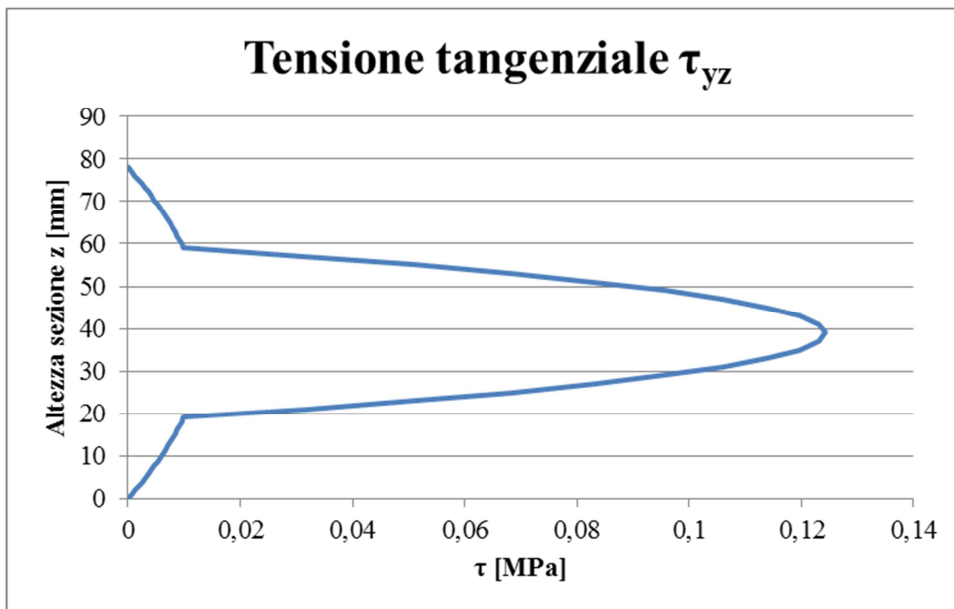
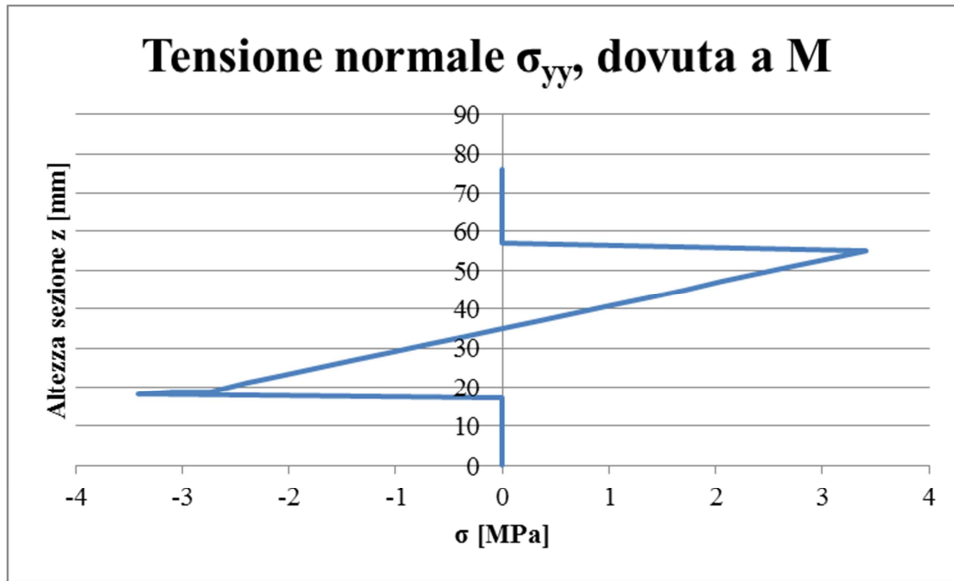
$$\sigma_{xx,min} = -2,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{yz} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$- \frac{\sigma_{c/tx,max,Ed}}{f_{c/t,0,d}} + \frac{\sigma_{max,Ed}}{f_{m,d}} = 0 + \frac{2,85}{20,24} = \mathbf{0,14} < 1 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

$$- \frac{\tau_{yz,max,Ed}}{f_{Rv,d}} = \frac{0,05}{2,38} = \mathbf{0,02} < 1 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

### 14.3 VERIFICA IN DIREZIONE ORIZZONTALE



$\sigma_{xx,max}$	=	+3,41	MPa
$\sigma_{xx,min}$	=	-3,41	MPa
$\tau_{yz}$	=	0,12	MPa

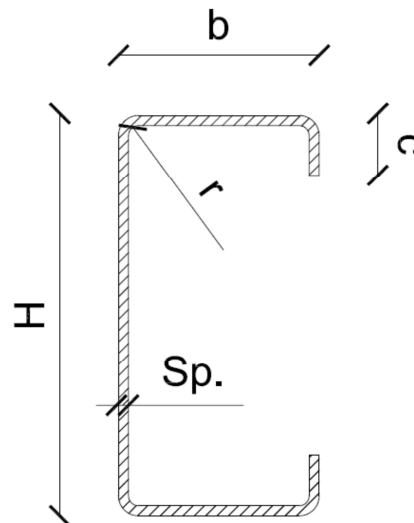
$$- \frac{\sigma_{c/t\ x,max,Ed}}{f_{c/t\ ,0,d}} + \frac{\sigma_{max,Ed}}{f_{m,d}} = 0 + \frac{3,41}{20,24} = \mathbf{0,17} < 1 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

$$- \frac{\tau_{yz,max,Ed}}{f_{R,v,d}} = \frac{0,12}{2,38} = \mathbf{0,05} < 1 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

## 15 VERIFICA DELLE TRAVI DEL TERRAZZO

I pannelli in X-Lam che vanno a costituire il terrazzo poggiano su travi con sezione a C di lunghezza pari a 4,00m poste in doppio appoggio.

- $b = 88 \text{ mm}$
- $H = 340 \text{ mm}$
- $c = 30 \text{ mm}$
- $Sp. = 6\text{mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 3456 \text{ mm}^2$
- $J_{xx} = 58849568 \text{ mm}^4$
- $W_x = 346173 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,x} = 408720 \text{ mm}^3$
- $I_x = 130,49 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 3754005 \text{ mm}^4$
- $W_y = 166024 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,y} = 98388 \text{ mm}^3$
- $I_y = 32,96 \text{ mm}$



### 15.1 CARICHI

Lo schema statico studiato è uno schema di doppio appoggio con carico uniformemente distribuito  $q$ [kN/m]. Il carico uniformemente distribuito è ricavato con la massima reazione vincolare ricavata dall'analisi statica dei solai interpiano.

Il carico  $q$  è quindi uguale a:

- |  |           |
|--|-----------|
| - Peso proprio trave:                      | 0,13 kN/m |
| - Scarico del solaio (carichi permanenti): | 4,62 kN/m |
| - Scarico del solaio (carichi variabili):  | 7,73 kN/m |

$$q_{SLU} = 0,13 \times 1,3 + (4,62 + 7,73) \times 1,5 = 18,69 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE} = 0,13 + 4,62 + 7,73 = 12,48 \text{ kN/m}$$

## 15.2 VERIFICHE: STATI LIMITE ULTIMI

### Sollecitazioni

$M_{xx}$	=	39,27	kNm
$T_y$	=	38,31	kN

### 15.2.1 MOMENTO FLETTENTE

#### Calcolo sezione effettiva

Con la sezione compressa è necessario, prima del calcolo del momento resistente, procedere con il calcolo della sezione realmente reagente (EC3 1-5)

**Table 4.1: Internal compression elements**

Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$				
		$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$				
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor $k_{\sigma}$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

**Table 4.2: Outstand compression elements**

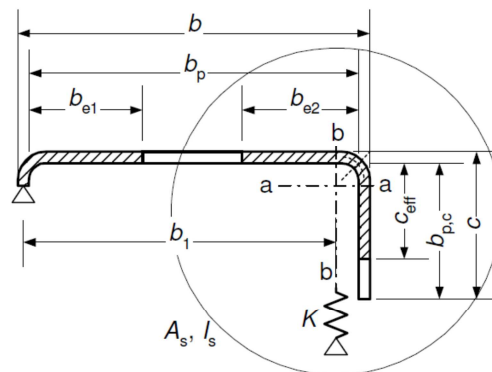
Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$				
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$1 \geq \psi \geq -3$
Buckling factor $k_{\sigma}$	0,43		0,57	0,85		$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Buckling factor $k_{\sigma}$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$		23,8

Elemento orizzontale  $b$ :

$c = b_p$	30	mm
<b>Uniformemente compressa</b>		
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	
$\lambda_p$	0,2793287	
$\rho$	1	
$b_{eff}$	88	mm
$b_{e1}$	44	mm
$b_{e2}$	44	mm

Irrigidimento verticale  $c$ :

Per il calcolo della lunghezza effettiva degli irrigidimenti occorre seguire il metodo iterativo illustrato nell'EC3 1-3, § 5.5.3.2



$b/t \leq 60$   
a) single edge fold

$c = b_p$	27,36	mm
<b>Uniformemente compressa</b>		
$\psi$	0,8545455	
$b_{pc}/b_p$	0,3109541	
$c_{eff}$	27,36	mm

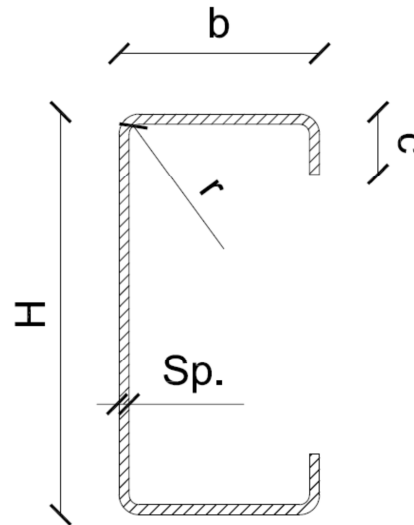
Elemento verticale  $H$ :

$H = b_p$	340	mm
<b>Distribuzione a farfalla</b>		
$\psi$	-1	
$k_{\sigma,1}$	23,9	
$\lambda_p$	0,4415123	

$\rho$	1
$b_{eff}$	170 mm
$b_{e1}$	68 mm
$b_{e2}$	102 mm
$b_c$	170 mm

Caratteristiche geometriche della sezione effettiva:

- $b = 88 \text{ mm}$
- $H = 340 \text{ mm}$
- $c = 27,36 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 3424 \text{ mm}^2$
- $J_{xx} = 58217825 \text{ mm}^4$
- $W_x = 342457 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,x} = 404249 \text{ mm}^3$
- $I_x = 130,39 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 3617410 \text{ mm}^4$
- $W_y = 164374 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,y} = 95600 \text{ mm}^3$
- $I_y = 32,50 \text{ mm}$



$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} = 86,91 \text{ kNm} > M_{x,Ed} = 39,27 \text{ kNm} \text{ VERIFICATO}$$

### 15.2.2 TAGLIO

- $h_w = 334 \text{ mm}$  , altezza della sezione (linea media)
- $s_w = 340 \text{ mm}$
- $\phi = 90^\circ$
- $t = 6 \text{ mm}$
- $\lambda_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,7095$
- $f_{bv} = 0,58 \cdot f_{yb} = 159,5 \text{ MPa}$

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} = 319,64 \text{ kN} > V_{Ed} = 38,31 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

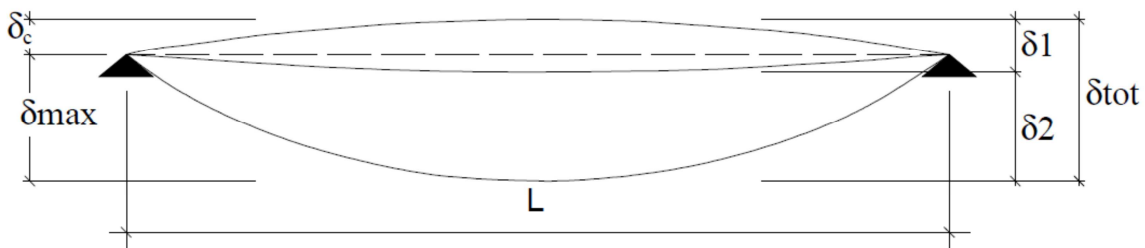
## 15.2.3 AZIONI COMBINATE

- $M_{x,Ed} = 39,27$  kNm
- $M_{x,Rd} = 86,91$  kNm
- $M_{f,Rd} = 45,19$  kNm , momento resistente delle sole flange
- $M_{pl,x,Rd} = 104,88$  kNm
- $V_{Ed} = 38,31$  kN
- $V_{b,Rd} = 319,64$  kN

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{b,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,00$$

$$\frac{39,27}{86,91} + \left(1 - \frac{45,19}{104,88}\right) \left(\frac{2 \times 38,31}{319,64} - 1\right)^2 = 0,78 < 1,00 \text{VERIFICATO}$$

## 15.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO



Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Gli spostamenti verticali calcolati tramite la combinazione caratteristica dei carichi sono:

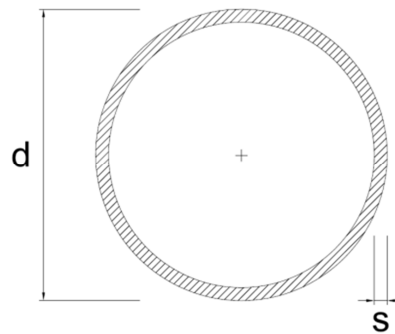
$$\delta_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_i \cdot l^4}{E \cdot J}$$

VALORI CALCOLATI				LIMITI			
$\delta_2$	=	1,43	mm	$\delta_2$	=	13,33	mm
$\delta_{max}$	=	3,76	mm	$\delta_{max}$	=	16,00	mm
<b>VERIFICATO</b>							

## 16 VERIFICA DELLE COLONNE DEL TERRAZZO

Le travi che sorreggono il terrazzo sono portate da delle colonne a sezione tubolare.

- $d = 150 \text{ mm}$
- $s = 4 \text{ mm}$
- $A = 1830 \text{ mm}^2$
- $S = 0,471 \text{ m}^2/\text{m}$  (superficie esterna)
- $P = 14,40 \text{ kg/m}$
- $I = 4890000 \text{ mm}^4$
- $W = 65200 \text{ mm}^3$
- $W_{pl} = 85300 \text{ mm}^3$
- $i = 51,6 \text{ mm}$
- $J = 9780000 \text{ mm}^4$  (momento d'inerzia torsionale)
- $C = 130000 \text{ mm}^3$  (costante di torsione)
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 510 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$





## 16.1 CARICHI

Come condizione più gravosa di verifica si è scelto unodei pilastricentrali.

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Pesi portati [kN]</b>	<b>Pesi accidentali [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	0,53	-	-	0,53
Primo	0,53	19,5	31,7	51,73
Secondo	0,53	19,5	31,7	51,73
Terzo	0,53	19,5	31,7	51,73
Copertura	-	17,2	15,2	32,40
<b>TOTALE</b>	<b>2,12</b>	<b>75,7</b>	<b>110,3</b>	<b>188,2</b>
<b>CombinazioneSLE</b>	<b>2,12</b>	<b>75,7</b>	<b>110,3</b>	<b>188,2</b>
<b>CombinazioneSLU</b>	<b>2,76</b>	<b>113,6</b>	<b>165,5</b>	<b>282,0</b>

## 16.2 SFORZO NORMALE

La verifica di resistenza per la sollecitazione di compressione è riportata di seguito:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 479 \text{ kN} > N_{Ed} = 282 \text{ kN}$$

## 16.3 INSTABILITÀ PER SFORZO NORMALE CENTRATO

Per la verifica di stabilità a compressione si è fatto riferimento all'eurocodice 3 parte 1-1, paragrafo 6.3.1.1. I dettagli del calcolo sono riportati di seguito:

- $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} = 3309 \text{ kN}$
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,39 \text{ kN}$
- $\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,596 \text{ kN}$
- $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,9554 \text{ kN}$

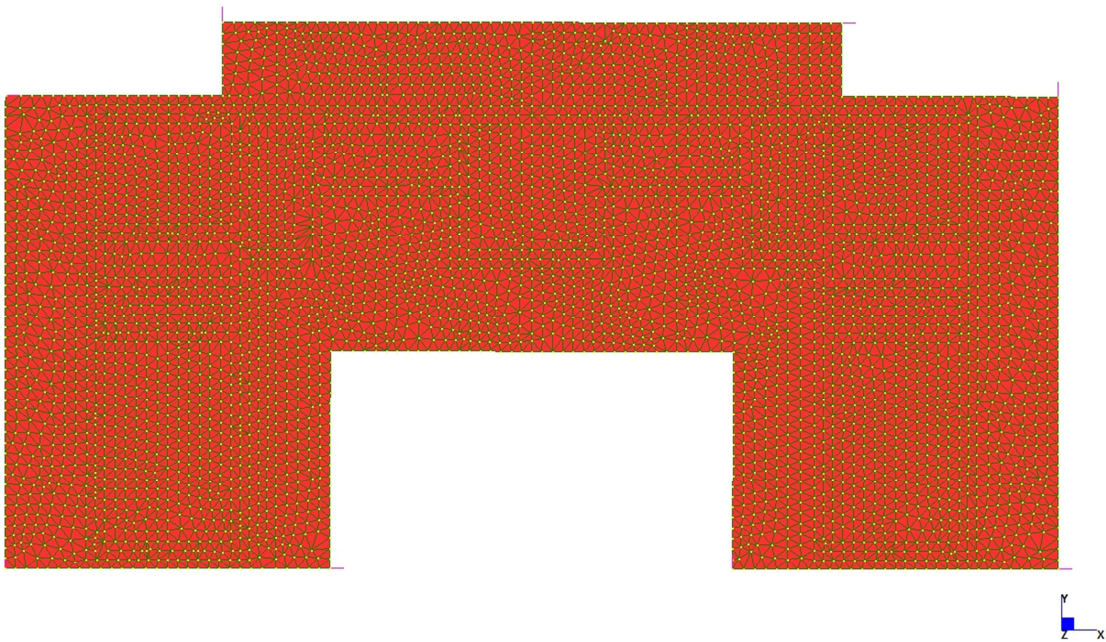
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 458 \text{ kN} \rightarrow \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,616 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

## 17 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

Come opera di fondazione si è scelto di realizzare una platea, avente dimensioni in pianta di 58,0 x 30,0 m ed uno spessore di 45cm.

Per il calcolo strutturale si è realizzato un modello agli elementi finiti, a cui è stato applicato un supporto alla winkler con rigidità variabile di  $k= 8 - 12\text{kg/cm}^3$ .

Il modello, come si può vedere dall'immagine qui di seguito, è formato da plate tri3 e risulta vincolato nelle direzioni del proprio piano agli spigoli, così da permettere lo spostamento verticale in base alla rigidità del supporto alla winkler.



*Figura 84: Vista in pianta del modello a plate della platea di fondazione*

## 17.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

## 17.1.1 SOLLECITAZIONI

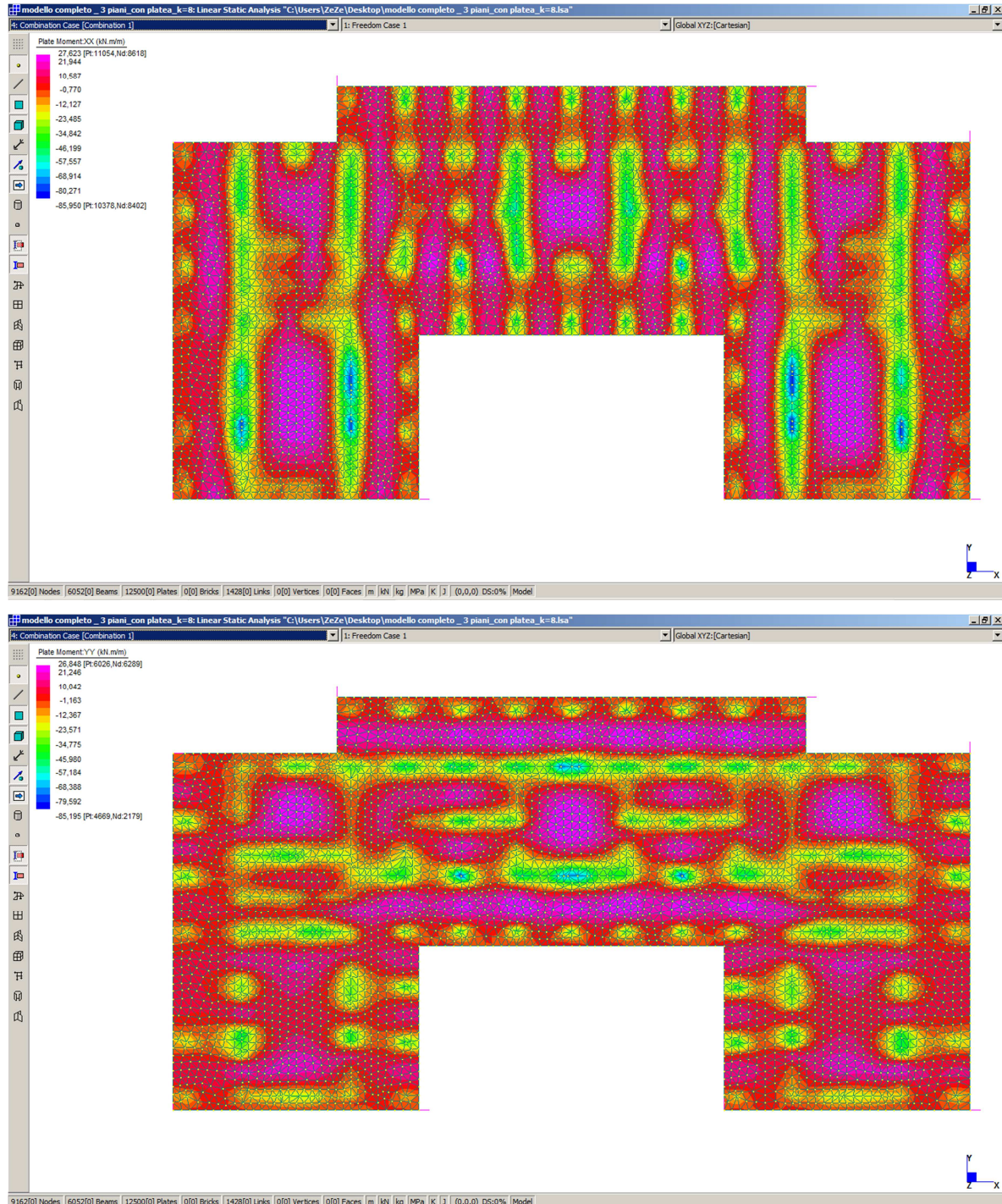


Figura 85: Contour dei momenti flettenti nelle direzioni X ed Y:  $M_{XX,max} = 85,95 \text{ kNm}$ ,  $M_{YY,max} = 85,20 \text{ kNm}$

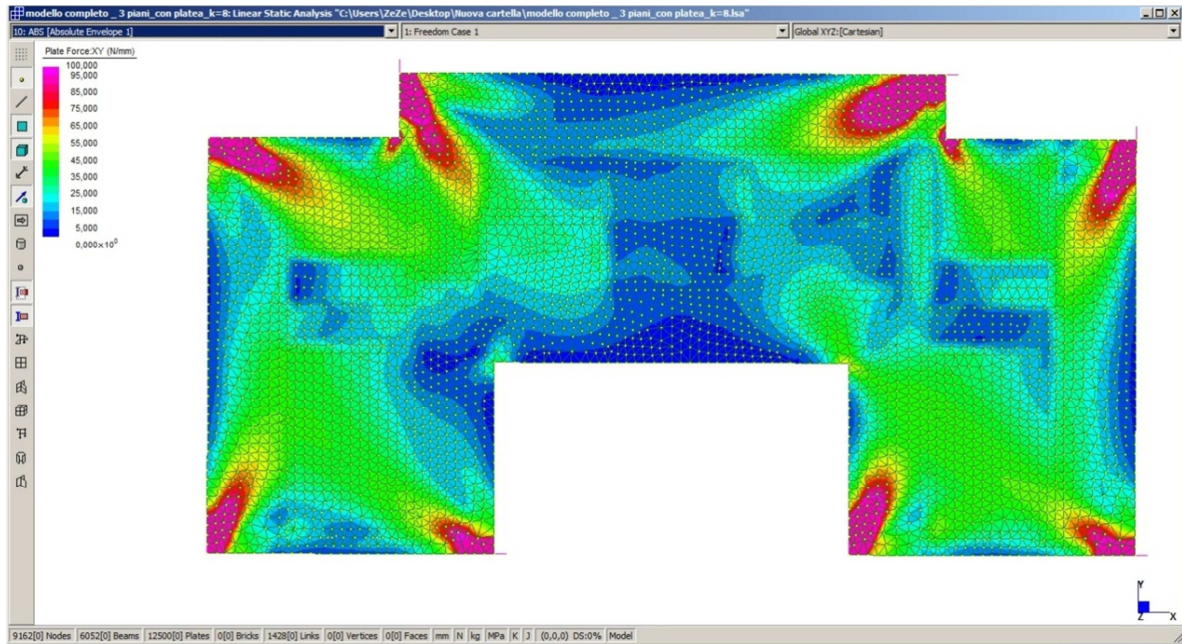


Figura 86: Contour dei tagli nella platea di fondazione,  $T_{max} = 100 \text{ kN}$

### 17.1.2 MOMENTO FLETTENTE

$$M_{max,Ed} = 86 \text{ kNm}$$

Viene disposta una rete d'armatura composta da  $\phi 14/15\text{cm}$  sul lato superiore ed inferiore, pari a  $6\phi 14/1\text{m}$  che garantiscono un'area d'acciaio  $9,24\text{cm}^2$ .

- $B = 100 \text{ cm}$
- $H = 45 \text{ cm}$
- $c = 5 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = 19,83 \text{ MPa}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ \_ X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo:

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,24	5
2	9,24	40

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200'000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	19,83
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8 ?
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	13,5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,8
		τ <sub>c1</sub>	2,257

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d

δ

$$\frac{M_{max,Ed}}{M_{Rd}} = \frac{86}{142,2} = 0,60 \text{ VERIFICATO}$$

### 17.1.3 TAGLIO

$$T_{max,Ed} = 150 \text{ kNm}$$

Non viene disposta armatura specifica al taglio.

La resistenza al taglio della rete  $\phi 14 \ 15 \times 15$  su un metro di larghezza di platea è la seguente:

$$V_{Rd} = \frac{C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d}{\gamma_c} = 164,44$$

$$\frac{T_{max,Ed}}{V_{Rd}} = \frac{150}{164,44} = 0,91 \text{ VERIFICATO}$$

#### 17.1.4 PUNZONAMENTO

Montanti $\Omega$	881	kN
Montanti a T	1108	kN

##### Montante $\Omega$

L'impronta di carico dei montanti a sezione  $\Omega$  è di 83 x 318 mm, il contorno  $u$  di verifica a  $2d$  è quindi uguale a  $u = 7202$  mm.

- B = 100 cm
- H = 45 cm
- c = 5 cm
- $f_{ck} = 35$  MPa
- $\beta = 1,5$
- $\rho_l = 0,0026$
- $k = 1,707$

$$V_{Ed,red} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u \cdot d} = 0,4587 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0,6385 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,c}} = \frac{0,4587}{0,6385} = 0,72 \text{ VERIFICATO}$$

##### Montante a T

L'impronta di carico dei montanti a sezione a T è di 203 x 318 mm, il contorno  $u$  di verifica a  $2d$  è quindi uguale a  $u = 7442$  mm.

- B = 100 cm
- H = 45 cm
- c = 5 cm
- $f_{ck} = 35$  MPa
- $\beta = 1,5$
- $\rho_l = 0,0026$
- $k = 1,707$

$$V_{Ed,red} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u \cdot d} = 0,5583 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0,6385 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,c}} = \frac{0,5583}{0,6385} = 0,87 \text{ VERIFICATO}$$

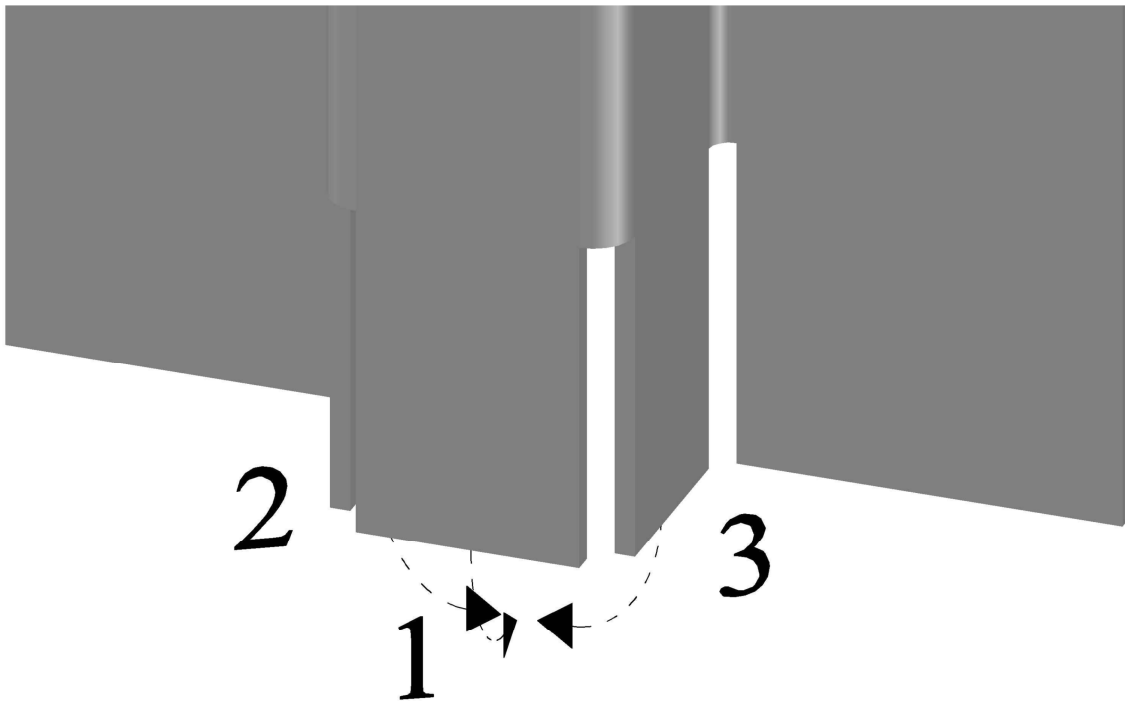
## COLLEGAMENTI

### 18 COLLEGAMENTO A TERRA DEI MONTANTI $\Omega$

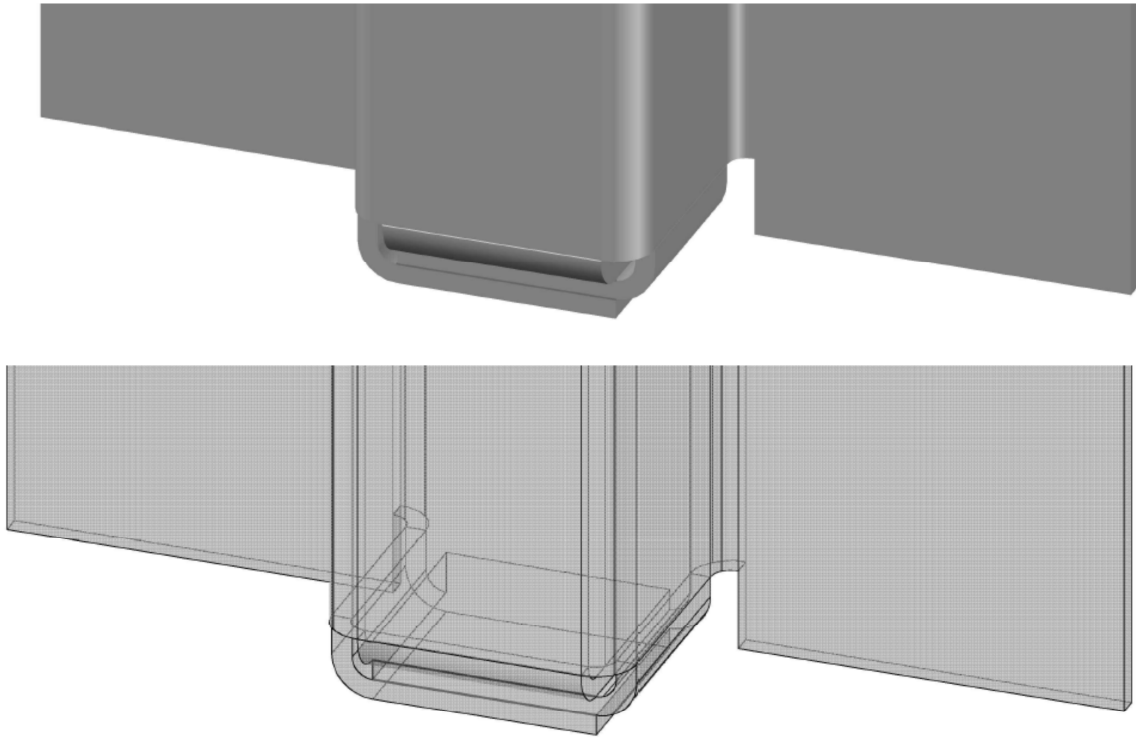
Il collegamento dei montanti  $\Omega$  a terra avviene per mezzo di un unico tirafondo posto al centro della concavità del profilo. Per permettere la trasmissione dei carichi di trazione al tirafondo la parte concava del profilo, formata da 3 lati, viene piegata verso l'interno creando un piatto che permette la trasmissione degli sforzi di trazione dal profilo  $\Omega$  al tirafondo.

Il dimensionamento del collegamento a terra viene effettuato tramite il carico massimo di trazione che può essere trasmesso a terra.

Il carico massimo di trazione trasmissibile è dato dall'area del profilo piegato verso l'interno:



*Figura 87: Immagine che descrive la formazione dell'estremità inferiore a terra del montante  $\Omega$*



**Figura 88: Immagini del basamento realizzato**

- $A = [(90 - 6) + 2 \times (83 - 6)] \times 6 = 1428 \text{ mm}^2$
- $N_{t,Ed} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{1428 \times 355}{1,25} = 405 \text{ kN}$

*Verifica del tirafondo*

Tipo vite	M30		
d	30	mm	Diametro vite
d <sub>m</sub>	46	mm	Diametro testa
classe	8.8	mm	Classe vite
f <sub>yb</sub>	640	MPa	Tensione di snervamento
f <sub>ub</sub>	800	MPa	Tensione di rottura

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 407,15 \text{ kN}$$

*Resistenza a trazione della vite*

Il rapporto di sicurezza è quindi uguale a:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{405}{407,15} = 0,99$$

**VERIFICATO**



### Verifica della piastra d'irrigidimento

Per l'analisi della piastra d'irrigidimento si esegue una verifica al punzonamento della piastra (D.M. 2008 §4.2.8.1.1).

La piastra d'irrigidimento è realizzata da un piatto circolare di diametro 60mm e spessore 15mm

d	30	mm	Diametro vite
d <sub>m</sub>	46	mm	Diametro testa
t <sub>p</sub>	15	mm	Spessore piastra
f <sub>tk</sub>	430	MPa	Tensione di rottura

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 447,4 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{405}{447,40} = 0,91 \quad \text{VERIFICATO}$$

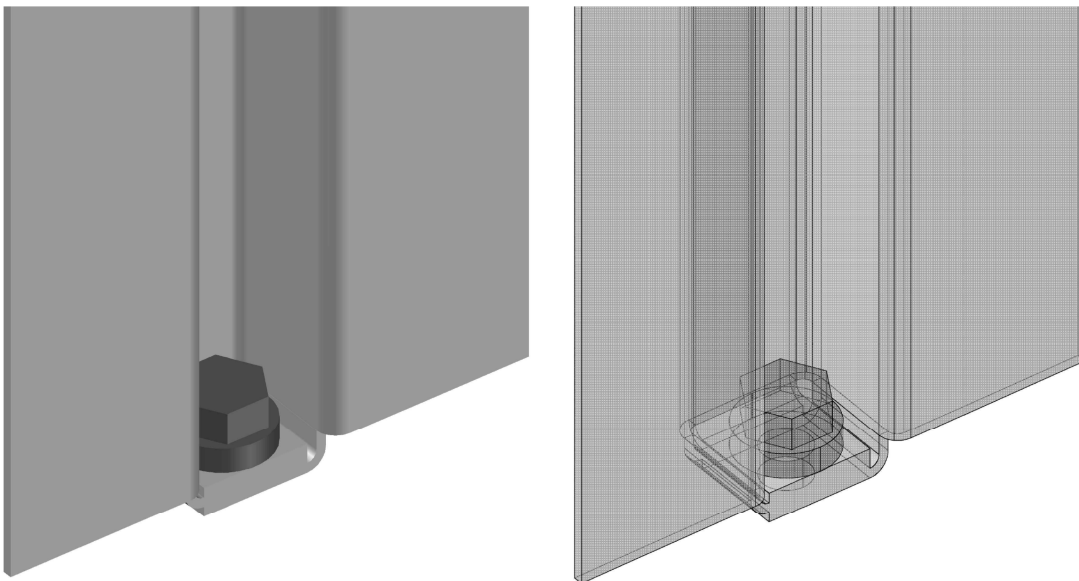


Figura 89: Immagini del collegamento a terra del montante  $\Omega$

## 19 COLLEGAMENTO A TERRA DEI MONTANTI D'ANGOLO

Dato l'uso di un profilo cavo il collegamento a terra dei montanti d'angolo non può essere eseguito come quello per i montanti  $\Omega$ , si è quindi deciso di saldare un piatto all'estremità del profilo e di realizzare così una flangia, che sarà collegata a terra tramite 4 tirafondi.

La sollecitazione di trazione con cui sarà dimensionato il collegamento è, come per il montante  $\Omega$ , la massima forza di trazione trasmissibile a terra.

- $A = 3935 \text{ mm}^2$
- $N_{t,Ed} = \frac{A \cdot f_{yk}}{n \cdot \gamma_{M2}} = \frac{3935 \times 355}{3 \times 1,25} = 372 \text{ kN}$

Verifica del tirafondo

Tipo vite	M30		
d	30	mm	Diametro vite
d <sub>m</sub>	46	mm	Diametro testa
classe	8.8	mm	Classe vite
f <sub>yb</sub>	640	MPa	Tensione di snervamento
f <sub>ub</sub>	800	MPa	Tensione di rottura

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 407,15 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a trazione della vite}$$

Il rapporto di sicurezza è quindi uguale a:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{372}{407,15} = 0,91 \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica della piastra d'irrigidimento

Per l'analisi della piastra d'irrigidimento si esegue una verifica al punzonamento della piastra (D.M. 2008 §4.2.8.1.1).

La piastra d'irrigidimento è realizzata da un piatto circolare di diametro 60mm e spessore 15mm

d	30	mm	Diametro vite
d <sub>m</sub>	46	mm	Diametro testa
t <sub>p</sub>	15	mm	Spessore piastra
f <sub>tk</sub>	430	MPa	Tensione di rottura

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 447,4 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{372}{447,4} = 0,83 \quad \text{VERIFICATO}$$

### Verifica della flangia

Per l'analisi del piatto costituente la flangia si esegue una verifica al punzonamento della piastra (D.M. 2008 §4.2.8.1.1).

Il piatto costituente la flangia ha le dimensioni di 263x383mm ed uno spessore di 10mm

$d_m$	60	mm	Diametro testa
$t_p$	10	mm	Spessore piastra
$f_{tk}$	430	MPa	Tensione di rottura

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 389,05 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{372}{389,05} = 0,96 \quad \text{VERIFICATO}$$

### Verifica delle saldature

Per la verifica delle saldature si utilizza il metodo semplificato indicato nell'EC3-1-8 §4.5.3.3, in cui la verifica di un cordone d'angolo di saldatura risulta soddisfatta se in ogni punto della sua lunghezza la risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dalla saldatura risulta minore a  $F_{w,Rd}$ .

- $\beta_w = 0,9$                       fattore di correlazione dipendente dal tipo d'acciaio collegato;
- $f_u = 430\text{MPa}$
- $a = 8 \text{ mm}$                       altezza di gola

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = 220 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura;}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 1765 \text{ N/mm} \quad \text{Resistenza di progetto della saldatura per unità di lunghezza;}$$

- $L_{tot} = 668 \text{ mm}$               Lunghezza totale dei cordoni d'angolo

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{t,Ed}}{L_{tot}} = 1673 \text{ N/mm} \quad \text{Valore di progetto della forza per unità di lunghezza.}$$

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{1673}{1765} = 0,95 \quad \text{VERIFICATO}$$

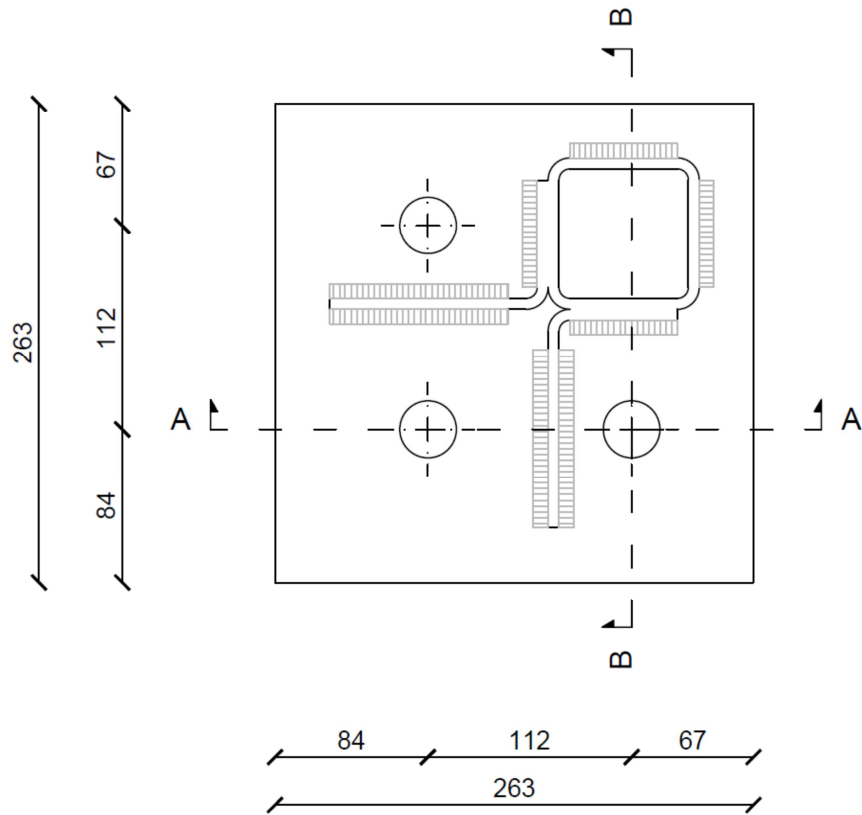


Figura 90: Vista in pianta del collegamento a terra dei montanti ad L

Sezione A-A

Sezione B-B

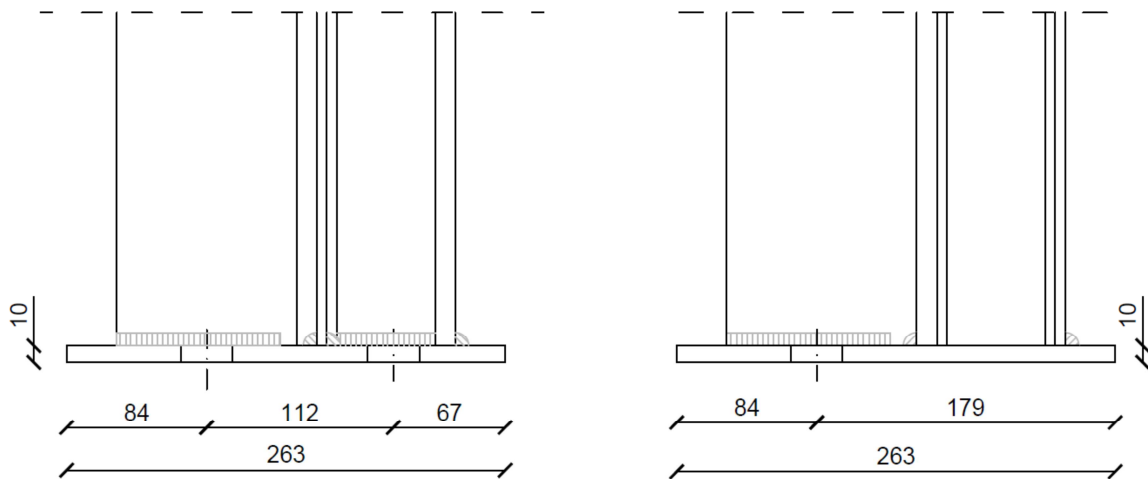


Figura 91: Sezioni A-A e B-B del collegamento a terra del montante ad L

## 20 COLLEGAMENTO A TERRA DEI MONTANTI A T

Dato l'uso di un profilo cavo il collegamento a terra dei montanti d'angolo non può essere eseguito come quello per i montanti  $\Omega$ , si è quindi deciso di saldare un piatto all'estremità del profilo e di realizzare così una flangia, che sarà collega a terra tramite 4 tirafondi.

La sollecitazione di trazione con cui sarà dimensionato il collegamento è, come per il montante  $\Omega$ , la massima forza di trazione trasmissibile a terra.

- $A = 5000 \text{ mm}^2$
- $N_{t,Ed} = \frac{A \cdot f_{yk}}{n \cdot \gamma_{M2}} = \frac{5000 \times 355}{4 \times 1,25} = 355 \text{ kN}$

*Verifica del tirafondo*

Tipo vite	M30		
d	30	mm	Diametro vite
d <sub>m</sub>	46	mm	Diametro testa
classe	8.8	mm	Classe vite
f <sub>yb</sub>	640	MPa	Tensione di snervamento
f <sub>ub</sub>	800	MPa	Tensione di rottura

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 407,15 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a trazione della vite}$$

Il rapporto di sicurezza è quindi uguale a:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{355}{407,15} = 0,87 \quad \text{VERIFICATO}$$

*Verifica della piastra d'irrigidimento*

Per l'analisi della piastra d'irrigidimento si esegue una verifica al punzonamento della piastra (D.M. 2008 §4.2.8.1.1).

La piastra d'irrigidimento è realizzata da un piatto circolare di diametro 60mm e spessore 15mm

d	30	mm	Diametro vite
d <sub>m</sub>	46	mm	Diametro testa

$t_p$	15	mm	Spessore piastra
$f_{tk}$	430	MPa	Tensione di rottura

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 447,4 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{355}{447,40} = 0,79 \quad \text{VERIFICATO}$$

### Verifica della flangia

Per l'analisi del piatto costituente la flangia si esegue una verifica al punzonamento della piastra (D.M. 2008 §4.2.8.1.1).

Il piatto costituente la flangia ha le dimensioni di 263x383mm ed uno spessore di 10mm

$d_m$	60	mm	Diametro testa
$t_p$	10	mm	Spessore piastra
$f_{tk}$	430	MPa	Tensione di rottura

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 389,05 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{355}{389,05} = 0,91 \quad \text{VERIFICATO}$$

### Verifica delle saldature

Per la verifica delle saldature si utilizza il metodo semplificato indicato nell'EC3-1-8 §4.5.3.3, in cui la verifica di un cordone d'angolo di saldatura risulta soddisfatta se in ogni punto della sua lunghezza la risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dalla saldatura risulta minore a  $F_{w,Rd}$ .

- $\beta_w = 0,9$                       fattore di correlazione dipendente dal tipo d'acciaio collegato;
- $f_u = 430\text{MPa}$
- $a = 8 \text{ mm}$                       altezza di gola

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = 220 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura;}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 1765 \text{ N/mm} \quad \text{Resistenza di progetto della saldatura per unità di lunghezza;}$$

- $L_{tot} = 884 \text{ mm}$               Lunghezza totale dei cordoni d'angolo

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{t,Ed}}{L_{tot}} = 1606 \text{ N/mm} \quad \text{Valore di progetto della forza per unità di lunghezza.}$$

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{1606}{1765} = 0,91 \quad \text{VERIFICATO}$$

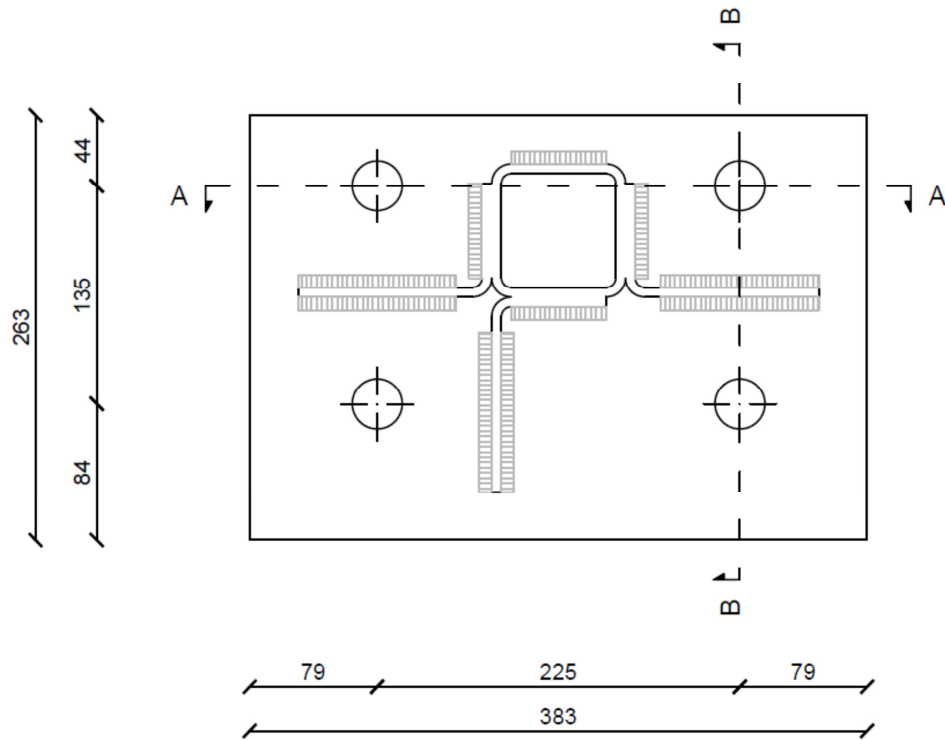
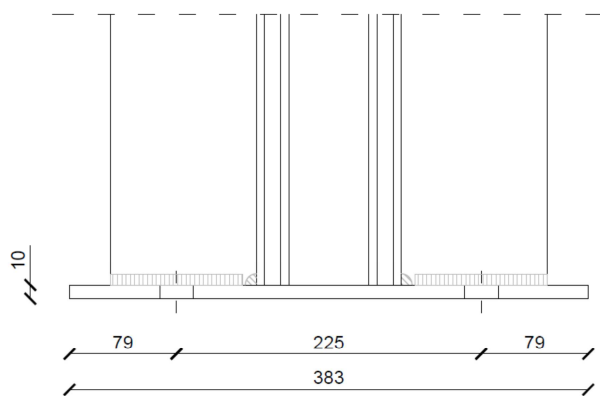


Figura 92: Vista in pianta del collegamento a terra dei montanti ad T

Sezione A-A



Sezione B-B

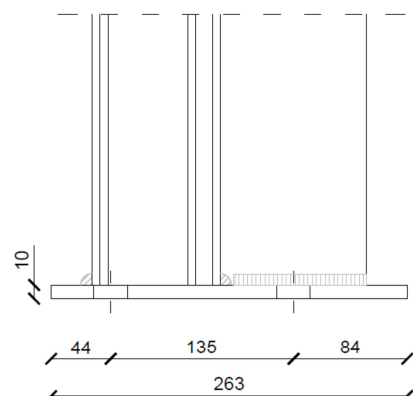
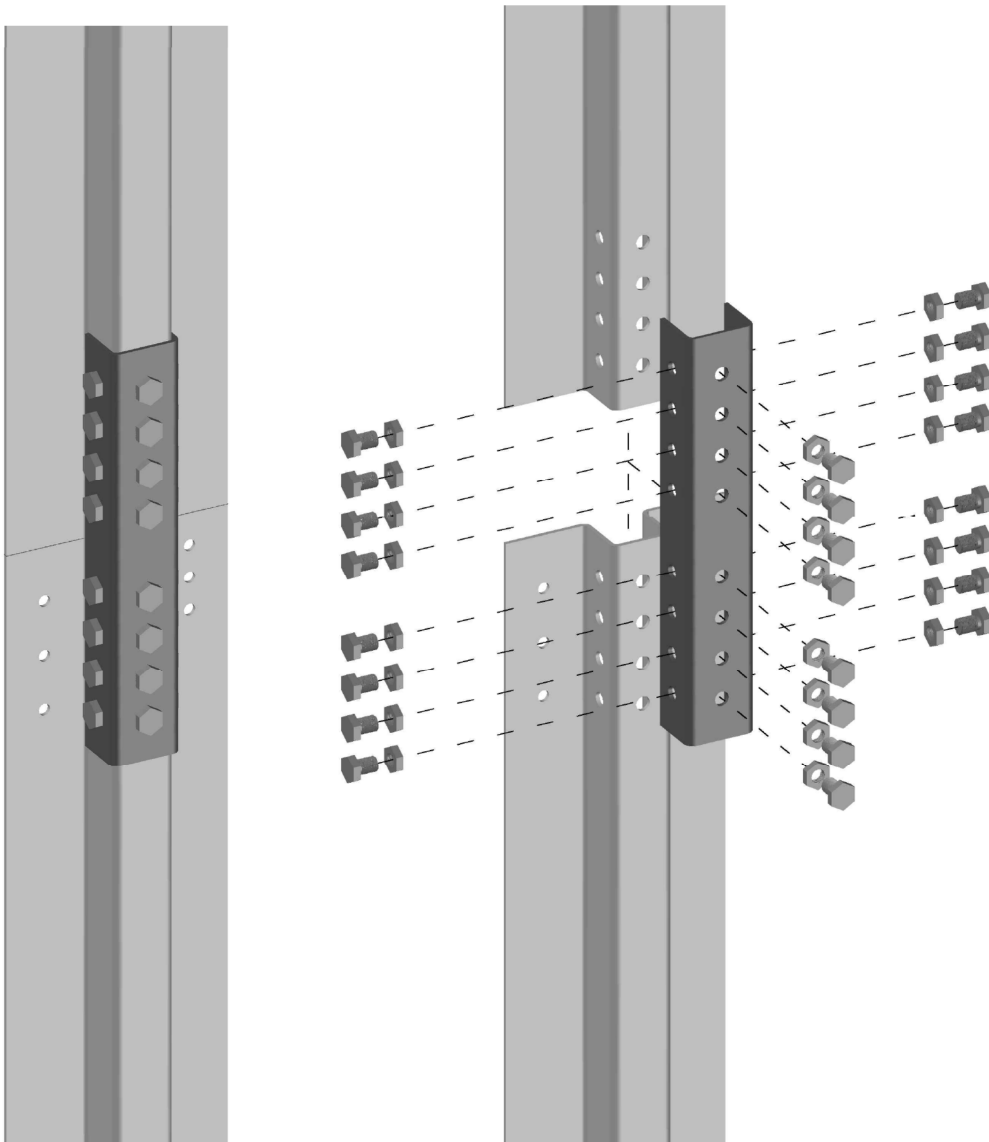


Figura 93: Sezioni A-A e B-B del collegamento a terra del montante ad T

## 21 COLLEGAMENTO MONTANTE $\Omega$ – MONTANTE $\Omega$

Il collegamento bullonato che garantisce la continuità tra i montanti viene eseguito tramite una piastra coprigiunto, posizionata all'esterno del montante  $\Omega$ . Tale piastra viene preventivamente fissata al montante inferiore e successivamente alla posa in opera del solaio, si procede al fissaggio del montante superiore.



*Figura 94: Immagini esplicative del collegamento di continuità dei montanti  $\Omega$*

La piastra coprigiunto è in acciaio S355, è modellata sulla forma del sezione del montante  $\Omega$  ed è lunga 60cm.



## 21.1 CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE SOLLECITANTE

Considerando tutti i giunti uguali, il collegamento maggiormente sollecitato sarà il giunto montante -montante del primo piano:

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio</b> [kN]	<b>Taglio travi pesi portati x2</b> [kN]	<b>Taglio travi pesi accidentali x2</b> [kN]	<b>Peso pareti</b> [kN]	<b>TOTALE</b> [kN]
Primo	0,77	-	-	20,75	21,52
Secondo	0,77	104	55		159,77
Terzo	0,77	104	55		159,77
Copertura	-	48	38		86
<b>TOTALE</b>	<b>2,31</b>	<b>256</b>	<b>148</b>	<b>20,75</b>	<b>427,0</b>
<b>Combinazione SLE</b>	<b>2,31</b>	<b>256</b>	<b>148</b>	<b>41,50</b>	<b>427,0</b>
<b>Combinazione SLU</b>	<b>3,00</b>	<b>384</b>	<b>222</b>	<b>62,25</b>	<b>672,0</b>

Come si può notare dall'immagine del giunto, il collegamento montante -trave si trova al di sotto del giunto montante -montante e quindi il taglio delle travi del primo piano non viene conteggiato nel calcolo dello sforzo normale sollecitante il giunto bullonato.

### *Sollecitazione per trazione*

Considerando una sollecitazione di trazione pari alla massima resistenza della piastra di collegamento otteniamo una forza di:

- $A_{\text{coprigiunto}} = 1356 \text{ mm}^2$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

$$F_{t,Ed} = 1356 \times 430 = 583 \text{ kN}$$

## 21.2 VERIFICA GIUNTO BULLONATO

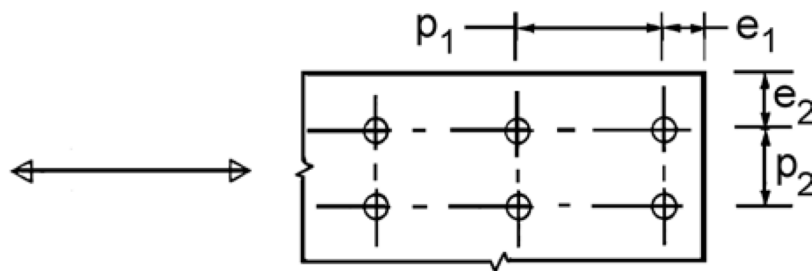
Si scelgono di utilizzare bulloni M20 di classe 5,6 e di disporre 12 per montante (4 per ogni faccia del profilo  $\Omega$  e per montante).

Tipo vite	M20		
d	20	mm	diametro vite
classe	5,6	mm	Classe vite
f <sub>yb</sub>	300	MPa	Tensione di snervamento
f <sub>ub</sub>	500	MPa	Tensione di rottura

**Spessore piastra di collegamento** 6 mm

**Spessore Ω** t<sub>sup</sub> 6 mm

t	6	mm	spessore minore connesso alla lamiera
t <sub>1</sub>	7	mm	spessore maggiore connesso alla lamiera
d	20	mm	diametro vite
t <sub>sup</sub>	7	mm	spessore del profilo di collegamento
r	0,25	mm	numero di bulloni in una sezione/numero totale di bulloni nel collegamento
u	60	mm	
n <sub>file</sub>	3		numero di righe di fori per il calcolo dell'area netta
f <sub>u</sub>	430	MPa	
A <sub>net</sub>	1268,99	mmq	Area netta del profilo di collegamento



e <sub>1</sub>	60	mm	>	60	mm	distanza dall'estremità	<b>OK</b>
e <sub>2</sub>	30	mm	>	30	mm	distanza dal bordo	<b>OK</b>
p <sub>1</sub>	60	mm	>	60	mm	distanza tra viti	<b>OK</b>
p <sub>2</sub>	60	mm	>	60	mm	distanza tra viti	<b>OK</b>

$$k_t = \frac{(0,8 \cdot t + 1,5)}{2,5} \quad \text{per } 0,75\text{mm} \leq t \leq 1,25\text{mm}$$

$$k_t = 1 \quad \text{per } t > 1,25\text{mm}$$

$$\alpha_b = \min\left(1; \frac{e_1}{3d}\right)$$

$$\frac{k_t}{\alpha_b} = \frac{1}{1}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \mathbf{103,20 \text{ kN/vite}} \quad \text{Resistenza a rifollamento del singolo foro}$$

$$F_{n,Rd} = \frac{\left(1 + 3 \cdot r \cdot \left(\frac{d_0}{u} - 0,3\right)\right) A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \mathbf{452,90 \text{ kN}} \quad \text{Resistenza a trazione della sezione netta}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \mathbf{113,09 \text{ kN/vite}} \quad \text{Resistenza a trazione della vite}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \mathbf{75,40 \text{ kN/vite}} \quad \text{Resistenza a taglio della vite}$$

Considerando una divisione equa fra i 12 bulloni costituenti il giunto e lo sforzo normale sollecitante ogni bullone è sollecitato da una forza di taglio:

$$F_{v,c,Ed} = 56,00 \text{ kN}$$

$$F_{v,t,Ed} = 48,59 \text{ kN}$$

Il rapporto di sicurezza è quindi uguale a:

$$\frac{F_{b,c,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{56,00}{103,20} = 0,54 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

$$\frac{F_{v,c,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{56,00}{75,40} = 0,74 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

$$\frac{F_{b,t,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{56,00}{103,20} = 0,47 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

$$\frac{F_{v,t,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{56,00}{75,40} = 0,64 \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

## 22 COLLEGAMENTO MONTANTE D'ANGOLO – MONTANTE D'ANGOLO

Dato l'uso di un profilo cavo il collegamento di continuità dei montanti d'angolo non può essere realizzato come quello dei montanti  $\Omega$ , si è quindi deciso di saldare un piatto all'estremità del profilo e di realizzare così collegamento flangiato.

La sollecitazione di trazione con cui sarà dimensionato il collegamento è, come per il montante  $\Omega$ , la massima forza di trazione trasmissibile, considerando collegato il solo profilo cavo.

$$\begin{aligned}
 - \quad A &= (77 \times 4) \times 6 + (77 \times 2) \times 6 = 2002 \text{ mm}^2 \\
 - \quad N_{t,Ed} &= \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{2002 \times 355}{1,25} = 569 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### Verifica dei bulloni

Si scelgono di utilizzare 8 bulloni M20 di classe 5.6.

Tipo vite	M20		
d	20	mm	diametro vite
classe	5.6	mm	Classe vite
$f_{yb}$	300	MPa	Tensione di snervamento
$f_{ub}$	500	MPa	Tensione di rottura

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \mathbf{113,09 \text{ kN/vite}} \quad \text{Resistenza a trazione della vite}$$

Considerando una divisione equa fra gli 8 bulloni costituenti il giunto e lo sforzo normale sollecitante ogni bullone è sollecitato da una forza di trazione:

$$F_{t,Ed} = 71,13 \text{ kN}$$

Il rapporto di sicurezza è quindi uguale a:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{71,13}{113,09} = 0,63 \quad \mathbf{\text{VERIFICATO}}$$

### Verifica della flangia

Per l'analisi del piatto costituente la flangia si esegue una verifica al punzonamento della piastra (D.M. 2008 §4.2.8.1.1).

Il piatto costituente la flangia ha le dimensioni di 205x205mm ed uno spessore di 10mm

d	20	mm	Diametro vite
d <sub>m</sub>	30	mm	Diametro testa
t <sub>p</sub>	10	mm	Spessore piastra
f <sub>tk</sub>	430	MPa	Tensione di rottura

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 194,53 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{71,13}{194,53} = 0,37 \quad \text{VERIFICATO}$$

### Verifica delle saldature

Per la verifica delle saldature si utilizza il metodo semplificato indicato nell'EC3-1-8 §4.5.3.3, in cui la verifica di un cordone d'angolo di saldatura risulta soddisfatta se in ogni punto della sua lunghezza la risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dalla saldatura risulta minore a  $F_{w,Rd}$ .

- $\beta_w = 0,9$                       fattore di correlazione dipendente dal tipo d'acciaio collegato;
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $a = 8 \text{ mm}$                       altezza di gola

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = 220 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura;}$$

$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 1765 \text{ N/mm}$  Resistenza di progetto della saldatura per unità di lunghezza;

- $L_{tot} = 436 \text{ mm}$       Lunghezza totale dei cordoni d'angolo

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{t,Ed}}{L_{tot}} = 1305 \text{ N/mm} \quad \text{Valore di progetto della forza per unità di lunghezza.}$$

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{1305}{1765} = 0,74 \quad \text{VERIFICATO}$$

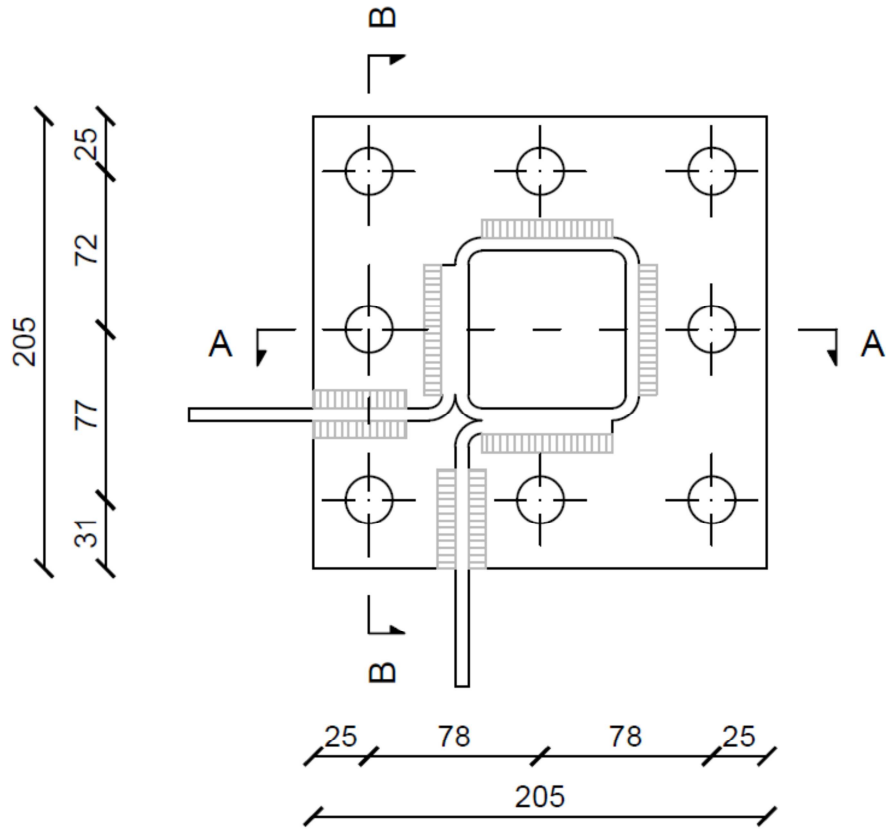


Figura 95: Vista in pianta del collegamento di continuità dei montanti ad L

Sezione A-A

Sezione B-B

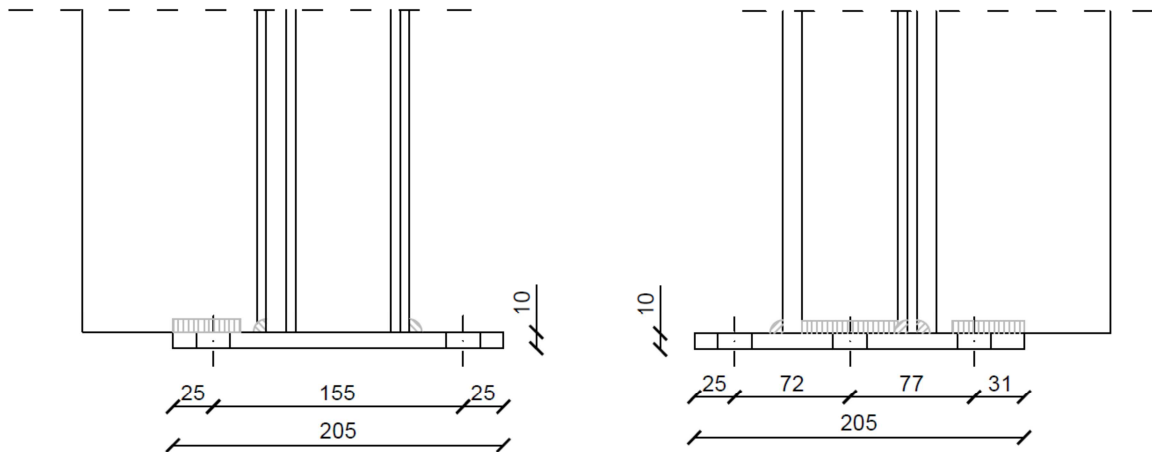


Figura 96: Sezioni A-A e B-B del collegamento di continuità dei montanti ad L

## 23 COLLEGAMENTO MONTANTE A T – MONTANTE A T

Dato l'uso di un profilo cavo il collegamento di continuità dei montanti T non può essere realizzato come quello dei montanti  $\Omega$ , si è quindi deciso di saldare un piatto all'estremità del profilo e di realizzare così collegamento flangiato.

La sollecitazione di trazione con cui sarà dimensionato il collegamento è, come per il montante  $\Omega$ , la massima forza di trazione trasmissibile, considerando collegato il solo profilo cavo.

$$\begin{aligned}
 - \quad A &= (77 \times 4) \times 6 + (77 \times 3) \times 6 = 3234 \text{ mm}^2 \\
 - \quad N_{t,Ed} &= \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{3234 \times 355}{1,25} = 918 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### Verifica dei bulloni

Si scelgono di utilizzare 8 bulloni M24 di classe 5.6.

Tipo vite	M24		
d	24	mm	diametro vite
classe	5.6	mm	Classe vite
$f_{yb}$	300	MPa	Tensione di snervamento
$f_{ub}$	500	MPa	Tensione di rottura

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \mathbf{162,86 \text{ kN/vite}} \quad \text{Resistenza a trazione della vite}$$

Considerando una divisione equa fra gli 8 bulloni costituenti il giunto e lo sforzo normale sollecitante ogni bullone è sollecitato da una forza di trazione:

$$F_{t,Ed} = 114,75 \text{ kN}$$

Il rapporto di sicurezza è quindi uguale a:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{114,75}{162,86} = 0,71 \quad \mathbf{\text{VERIFICATO}}$$

### Verifica della flangia

Per l'analisi del piatto costituente la flangia si esegue una verifica al punzonamento della piastra (D.M. 2008 §4.2.8.1.1).

Il piatto costituente la flangia ha le dimensioni di 200x205mm ed uno spessore di 10mm

d	24	mm	Diametro vite
d <sub>m</sub>	36	mm	Diametro testa
t <sub>p</sub>	10	mm	Spessore piastra
f <sub>tk</sub>	430	MPa	Tensione di rottura

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 233,43 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{114,75}{233,43} = 0,49 \quad \text{VERIFICATO}$$

### Verifica delle saldature

Per la verifica delle saldature si utilizza il metodo semplificato indicato nell'EC3-1-8 §4.5.3.3, in cui la verifica di un cordone d'angolo di saldatura risulta soddisfatta se in ogni punto della sua lunghezza la risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dalla saldatura risulta minore a  $F_{w,Rd}$ .

- $\beta_w = 0,9$                       fattore di correlazione dipendente dal tipo d'acciaio collegato;
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $a = 8 \text{ mm}$                       altezza di gola

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = 220 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura;}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 1765 \text{ N/mm} \quad \text{Resistenza di progetto della saldatura per unità di lunghezza;}$$

- $L_{tot} = 536 \text{ mm}$                       Lunghezza totale dei cordoni d'angolo

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{t,Ed}}{L_{tot}} = 1712,69 \text{ N/mm} \quad \text{Valore di progetto della forza per unità di lunghezza.}$$

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{1712,69}{1765} = 0,97 \quad \text{VERIFICATO}$$



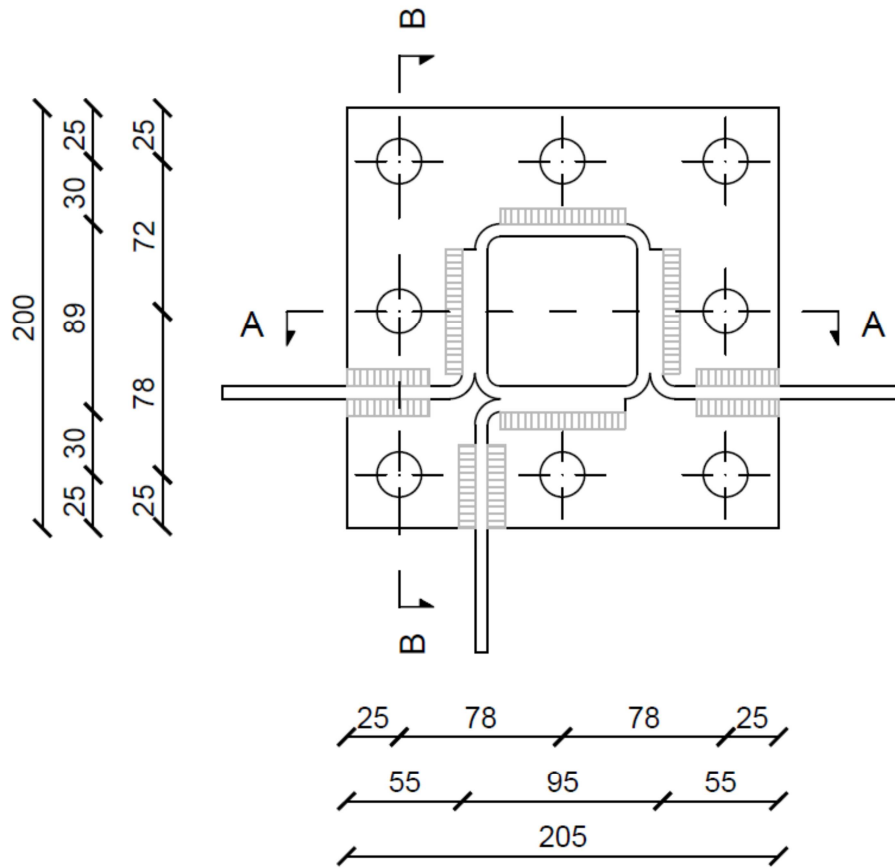
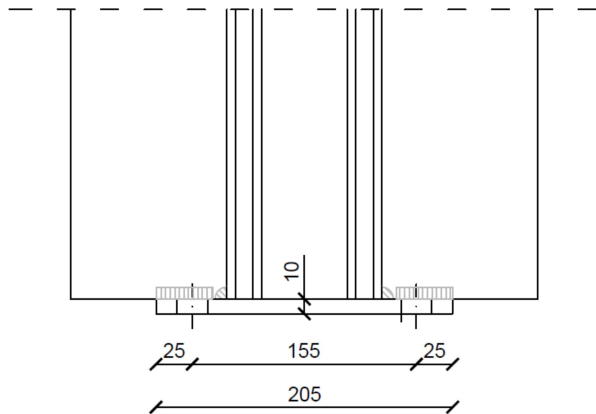


Figura 97: Vista in pianta del collegamento di continuità dei montanti ad T

Sezione A-A



Sezione B-B

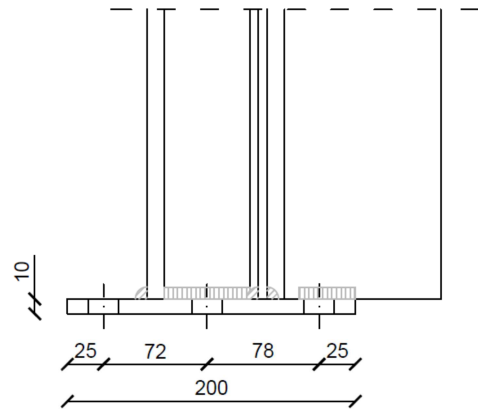
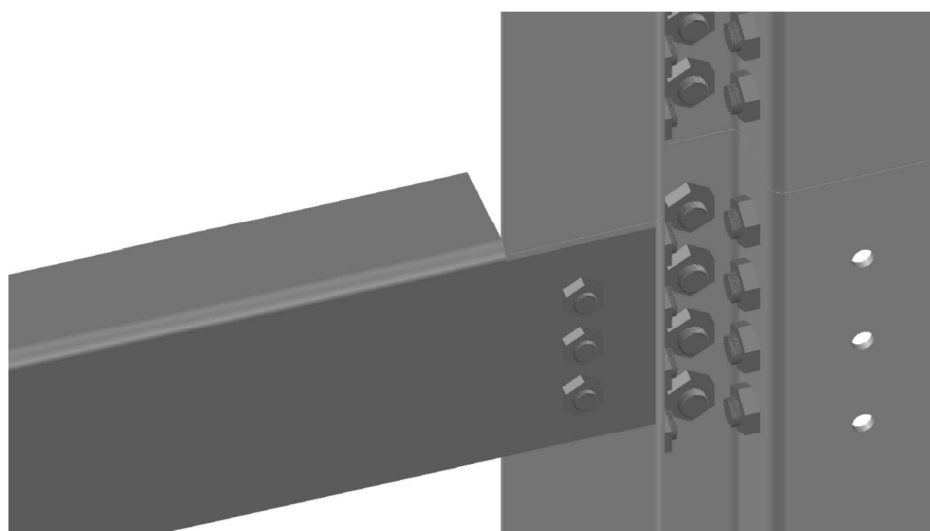
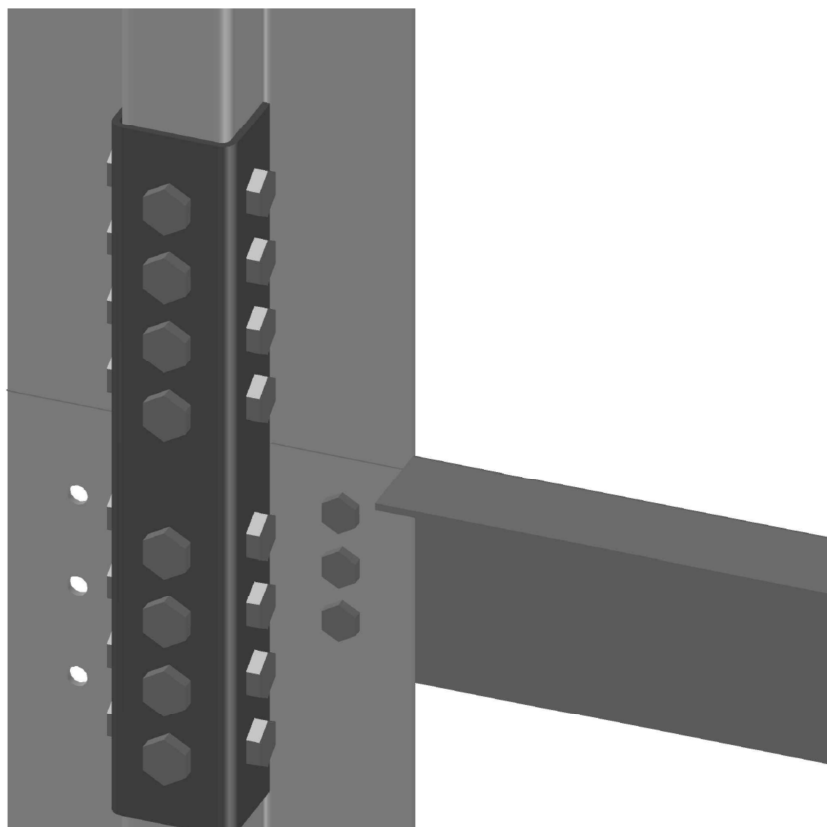
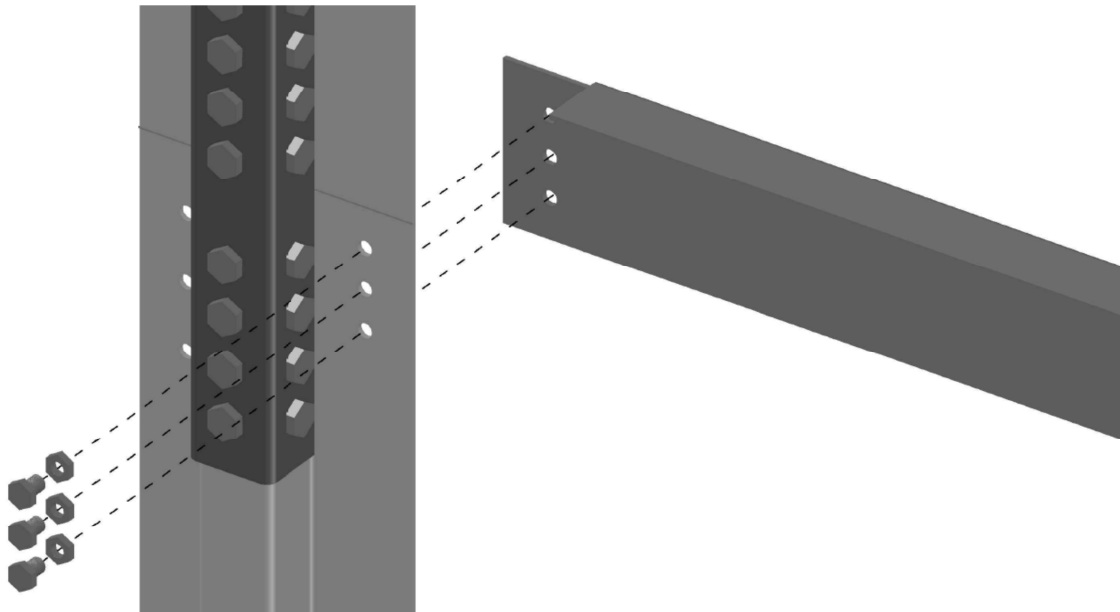


Figura 98: Sezioni A-A e B-B del collegamento di continuità dei montanti ad T

## **24 COLLEGAMENTO BULLONATO TRAVE L – MONTANTE $\Omega$**

Il collegamento bullonato tra montante e trave ad L viene eseguito prolungando la trave dietro il montante e fissandola alle ali del profilo  $\Omega$ .





*Figura 99: Viste esplicative del collegamento bullonato trave ad L - montanti*

## 24.1 CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE SOLLECITANTE

Il taglio sollecitante corrisponde al taglio delle travi ad L:

$$F_v = 38,09 \text{ kN}$$

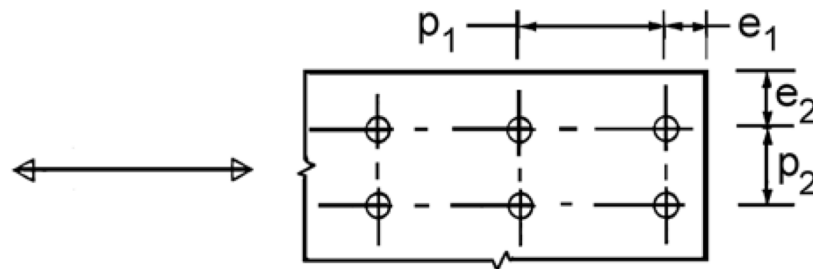
$$F_{v,Ed,SLU} = 38,09 \times 1,5 = 58,00 \text{ kN}$$

## 24.2 VERIFICA GIUNTO BULLONATO

Si scelgono di utilizzare bulloni M16 di classe 5,6 e di disporre 3 per trave.

Tipo vite	M16		
d	16	mm	diametro vite
classe	5,6	mm	Classe vite
$f_{yb}$	300	MPa	Tensione di snervamento
$f_{ub}$	500	MPa	Tensione di rottura
<b>Spessore della trave ad L</b>			
<hr/>			
<b>Spessore <math>\Omega</math></b>		$t_{sup}$	6 mm

t	6	mm	spessore minore connesso alla lamiera
t <sub>1</sub>	6	mm	spessore maggiore connesso alla lamiera
d	16	mm	diametro vite
t <sub>sup</sub>	6	mm	spessore del profilo di collegamento
r	0,33	mm	numero di bulloni in una sezione/numero totale di bulloni nel collegamento
u	50	mm	
n <sub>file</sub>	3		numero di righe di fori per il calcolo dell'area netta
f <sub>u</sub>	430	MPa	
A <sub>net</sub>	1340,99	mmq	Area netta del profilo di collegamento



e <sub>1</sub>	50	mm	>	48	mm	distanza dall'estremità	<b>OK</b>
e <sub>2</sub>	30	mm	>	24	mm	distanza dal bordo	<b>OK</b>
p <sub>1</sub>	50	mm	>	48	mm	distanza tra viti	<b>OK</b>
p <sub>2</sub>	50	mm	>	48	mm	distanza tra viti	<b>OK</b>

$$k_t = \frac{(0,8 \cdot t + 1,5)}{2,5} \quad \text{per } 0,75\text{mm} \leq t \leq 1,25\text{mm}$$

$$k_t = 1 \quad \text{per } t > 1,25\text{mm}$$

$$\alpha_b = \min\left(1; \frac{e_1}{3d}\right)$$

$$\frac{k_t}{\alpha_b} = \frac{1}{1}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 82,56 \text{ kN/vite} \quad \text{Resistenza a rifollamento del singolo foro}$$

$$F_{n,Rd} = \frac{\left(1 + 3 \cdot r \cdot \left(\frac{d_0}{u} - 0,3\right)\right) A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 479,75 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a trazione della sezione netta}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 72,38 \text{ kN/vite} \quad \text{Resistenza a trazione della vite}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 48,25 \text{ kN/vite}$$

*Resistenza a taglio della vite*

Considerando una divisione equa fra i 3 bulloni costituenti il giunto e lo sforzo di taglio sollecitante, ogni bullone è sollecitato da una forza di taglio:

$$F_{v,Ed} = 40,00 \text{ kN}$$

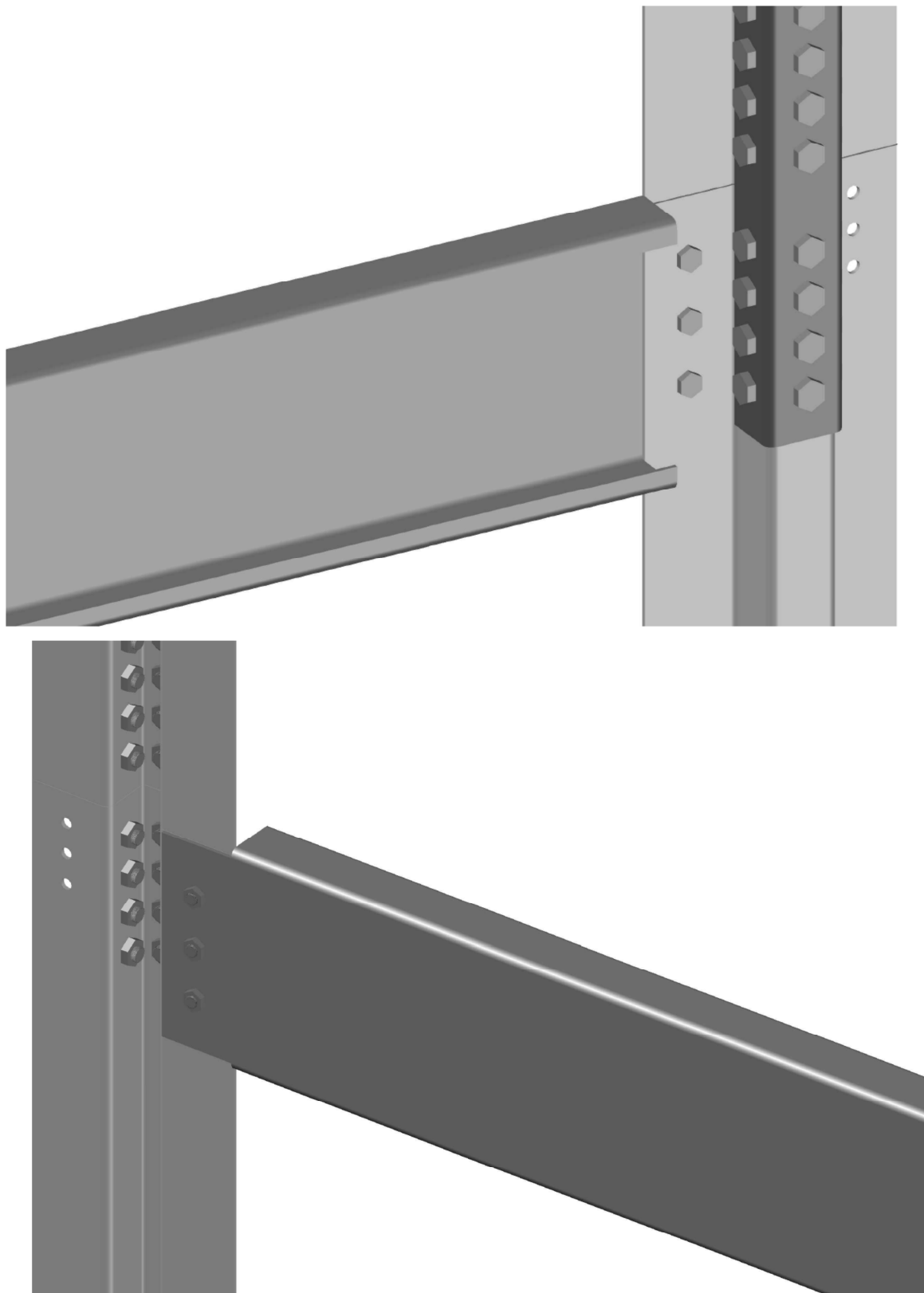
Il rapporto di sicurezza è quindi uguale a:

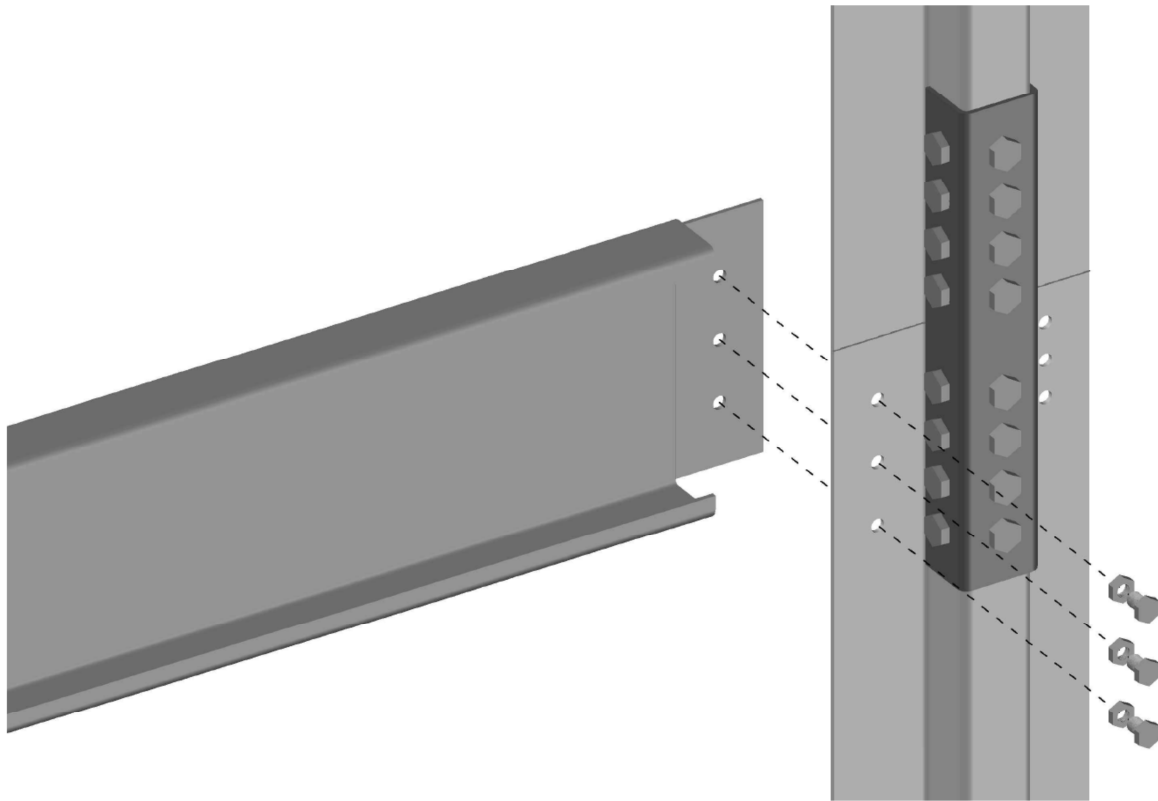
$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{19,33}{82,56} = 0,23 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{19,33}{48,25} = 0,40 \quad \text{VERIFICATO}$$

## **25 COLLEGAMENTO BULLONATO TRAVE C – MONTANTE $\Omega$**

Il collegamento bullonato tra montante e trave a C viene eseguito, come per le travi ad L, prolungando la trave dietro il montante e fissandola alle ali del profilo  $\Omega$  del montante.





*Figura 100: Viste esplicative del collegamento bullonato trave ad C - montanti*

### 25.1 CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE SOLLECITANTE

Il taglio sollecitante corrisponde al taglio delle travi ad C:

$$F_v = 79,50 \text{ kN}$$

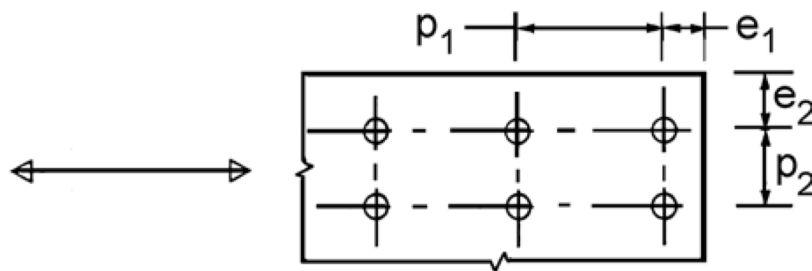
$$F_{v,Ed,SLU} = 79,50 \times 1,5 = 120,00 \text{ kN}$$

### 25.2 VERIFICA GIUNTO BULLONATO

Si scelgono di utilizzare bulloni M16 di classe 5,6 e di disporre 3 per trave.

Tipo vite	M16		
d	16	mm	diametro vite
classe	5,6	mm	Classe vite
$f_{yb}$	300	MPa	Tensione di snervamento
$f_{ub}$	500	MPa	Tensione di rottura

<b>Spessore della trave a C</b>		6	mm
<b>Spessore <math>\Omega</math></b>	$t_{sup}$	6	mm
t	6	mm	spessore minore connesso alla lamiera
$t_1$	6	mm	spessore maggiore connesso alla lamiera
d	16	mm	diametro vite
$t_{sup}$	6	mm	spessore del profilo di collegamento
r	0,33	mm	numero di bulloni in una sezione/numero totale di bulloni nel collegamento
u	50	mm	
$n_{file}$	3		numero di righe di fori per il calcolo dell'area netta
$f_u$	430	MPa	
$A_{net}$	1340,99	mmq	Area netta del profilo di collegamento



$e_1$	50	mm	>	48	mm	distanza dall'estremità	<b>OK</b>
$e_2$	30	mm	>	24	mm	distanza dal bordo	<b>OK</b>
$p_1$	50	mm	>	48	mm	distanza tra viti	<b>OK</b>
$p_2$	50	mm	>	48	mm	distanza tra viti	<b>OK</b>

$$k_t = \frac{(0,8 \cdot t + 1,5)}{2,5} \quad \text{per } 0,75\text{mm} \leq t \leq 1,25\text{mm}$$

$$k_t = 1 \quad \text{per } t > 1,25\text{mm}$$

$$\alpha_b = \min\left(1; \frac{e_1}{3d}\right)$$

$$\frac{k_t}{\alpha_b} = \frac{1}{1}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 82,56 \text{ kN/vite} \quad \text{Resistenza a rifollamento del singolo foro}$$



$$F_{n,Rd} = \frac{\left(1+3 \cdot r \cdot \left(\frac{d_0}{u}-0,3\right)\right) A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 479,75 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a trazione della sezione netta}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 72,38 \text{ kN/vite} \quad \text{Resistenza a trazione della vite}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 48,25 \text{ kN/vite} \quad \text{Resistenza a taglio della vite}$$

Considerando una divisione equa fra i 3 bulloni costituenti il giunto e lo sforzo di taglio sollecitante, ogni bullone è sollecitato da una forza di taglio:

$$F_{v,Ed} = 40,00 \text{ kN}$$

Il rapporto di sicurezza è quindi uguale a:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{40,00}{82,56} = 0,48 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{40,00}{48,25} = 0,83 \quad \text{VERIFICATO}$$

## 26 COLLEGAMENTO SOLAIO – SOLAIO

Giunto di continuità laterale dei pannelli avviene avvitando tavole di collegamento in legno multistrato come illustrato nella figura sottostante.



Figura 101: Immagine dei collegamento di continuità solaio - solaio

La verifica della connessione avviene considerando il solaio come una trave in semplice appoggio su due pareti e considerando il taglio sismico, inerente le pareti considerate, come

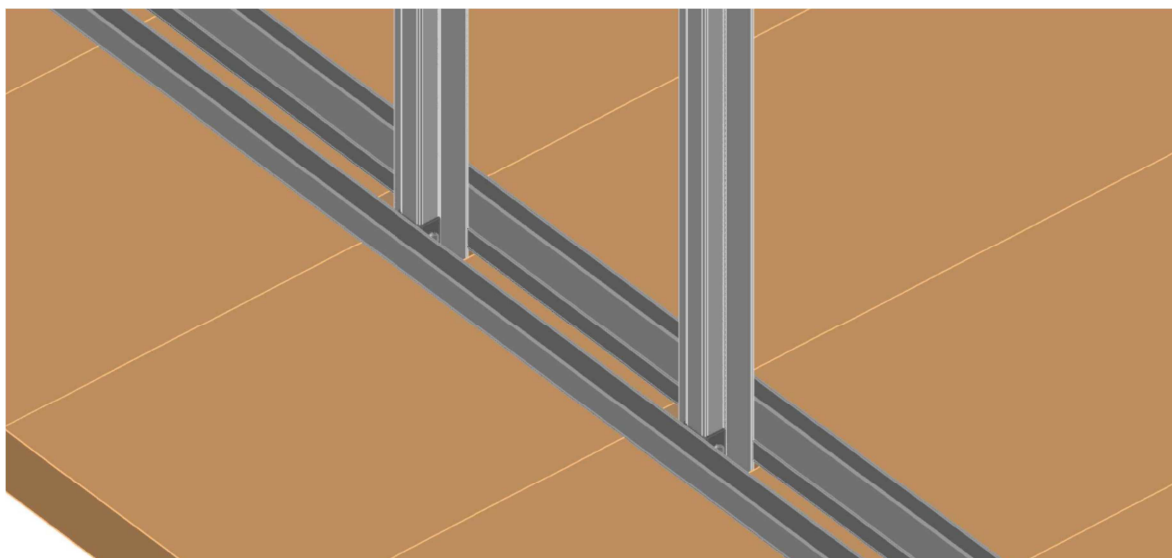
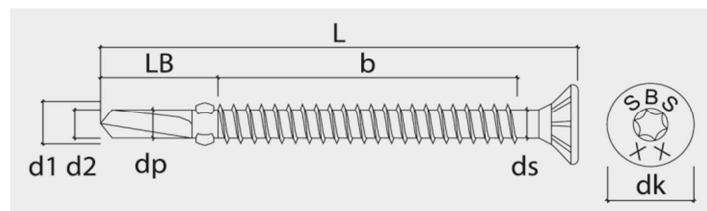
un carico  $q$  linearmente distribuito sul solaio. La connessione viene quindi dimensionata con il taglio massimo del sistema di trave in doppio appoggio con carico uniformemente distribuito.

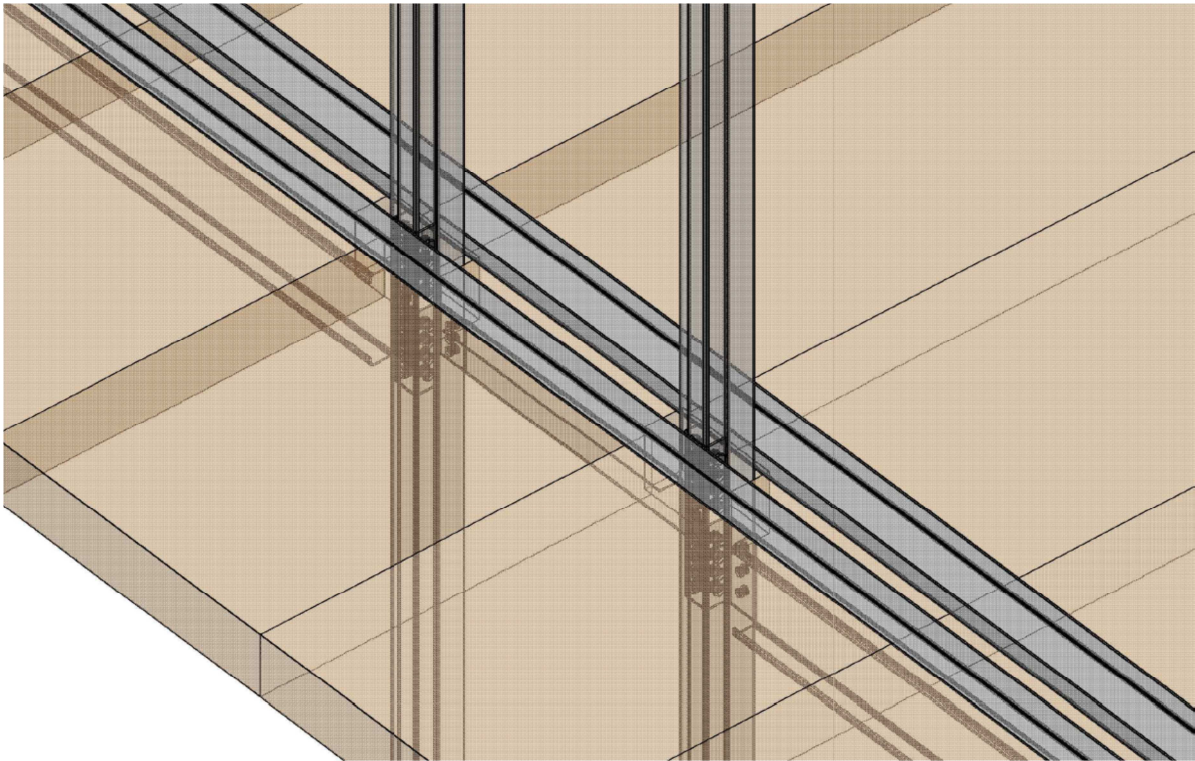
Il dimensionamento viene quindi rimandato al capitolo inerente il calcolo dinamico dove saranno individuate le sollecitazioni sismiche.

## **27 COLLEGAMENTO SOLAIO – STRUTTURA IN ACCIAIO**

Per assicurare un'ottima trasmissione dei carichi orizzontali dal solaio alle strutture verticali, il solaio viene collegato alla struttura in acciaio inferiormente con le travi e superiormente con un cordolo in acciaio composto da un profilo a C, interno all'edificio, e un profilo ad L, all'esterno dell'edificio. Tale configurazione garantisce il pieno trasferimento degli sforzi orizzontali alle pareti ed inoltre crea un cordolo continuo lungo tutta la parete che assicura un'ottima ripartizione delle forze orizzontali tra gli elementi resistenti.

I mezzi d'unione con cui si realizza il collegamento sono viti autoforanti che quindi non necessitano della preforatura dei profili metallici.



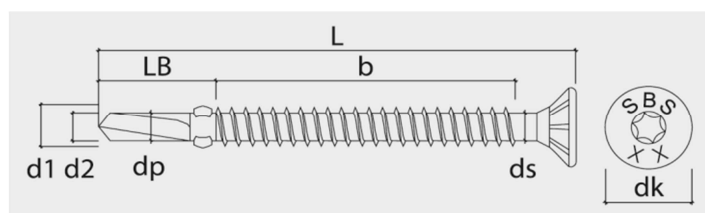


*Figura 102: Immagini esplicative del collegamento del solaio alla struttura metallica*

Il dimensionamento viene quindi rimandato al capitolo inerente il calcolo dinamico della struttura in cui si individueranno gli sforzi orizzontali dimensionanti.

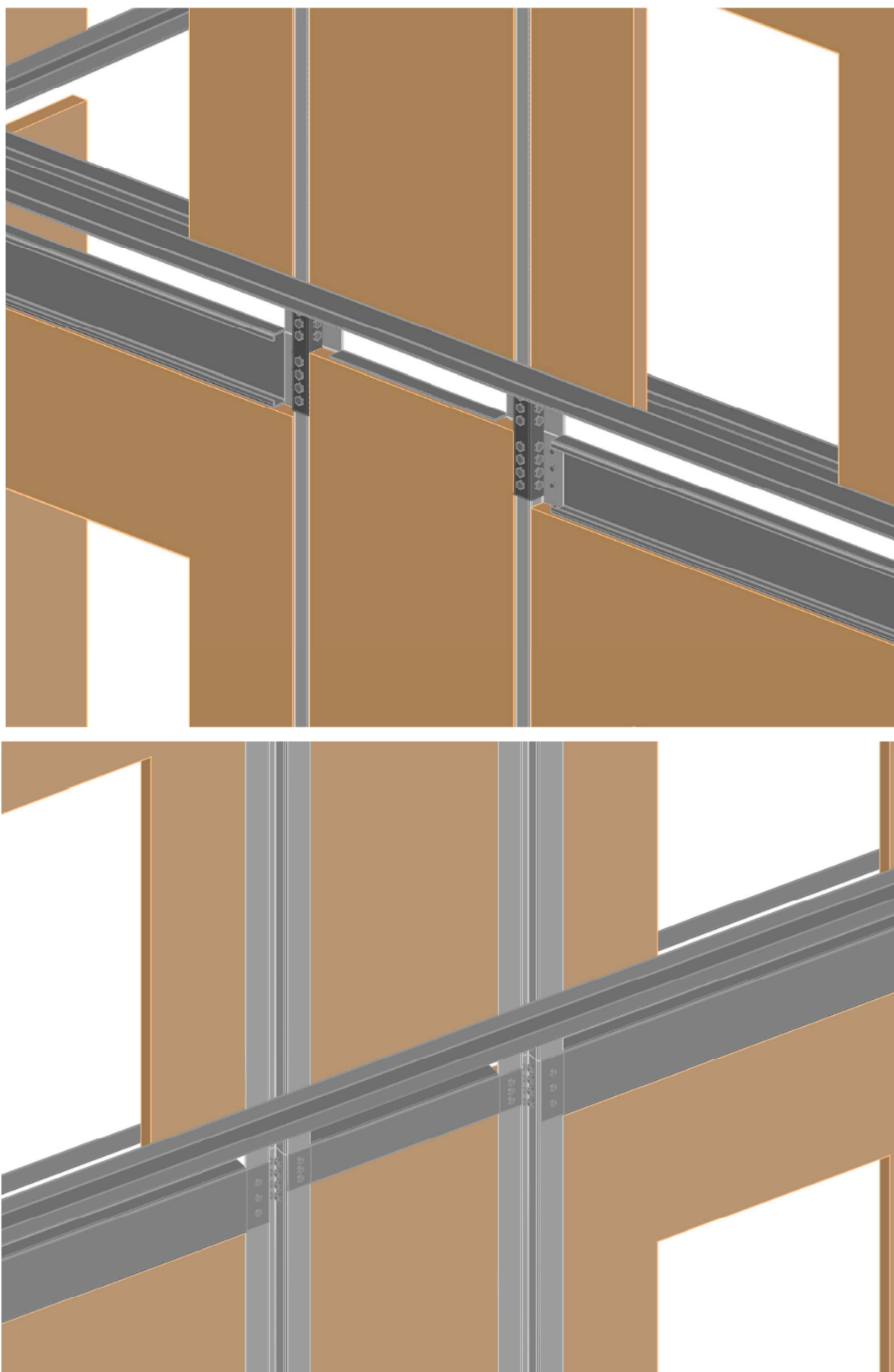
## 28 COLLEGAMENTO PARETI X-LAM – STRUTTURA IN ACCIAIO

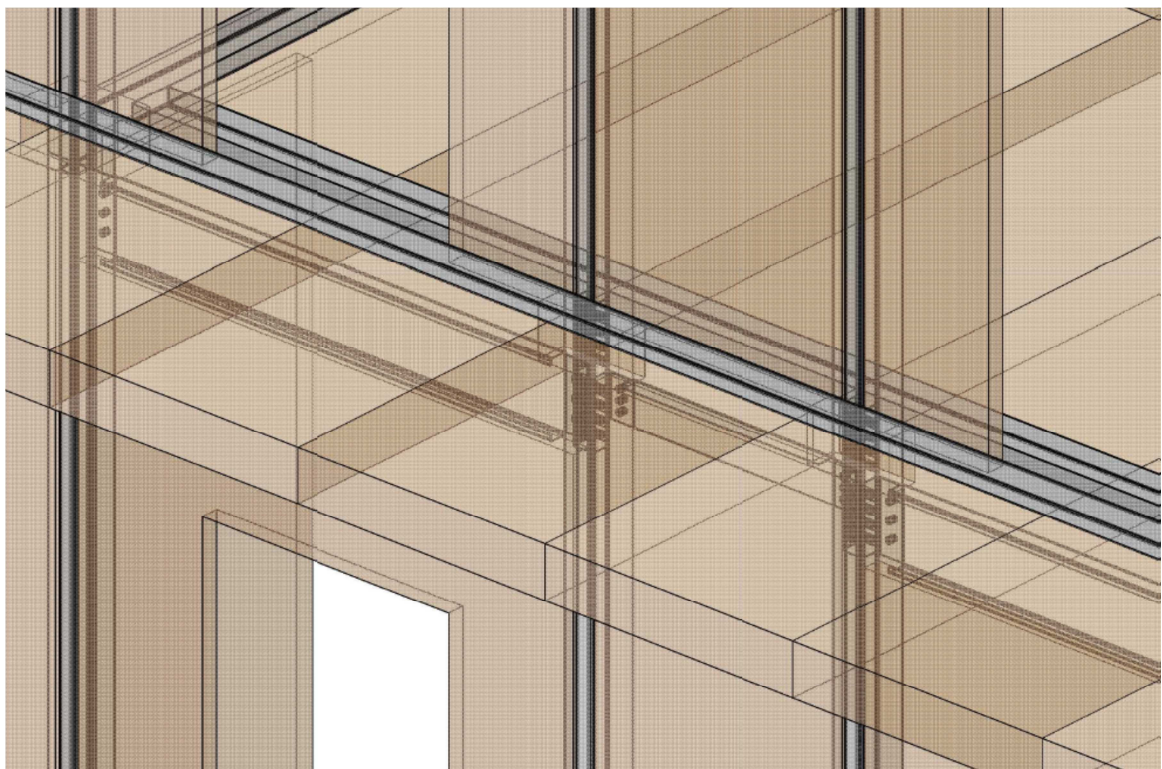
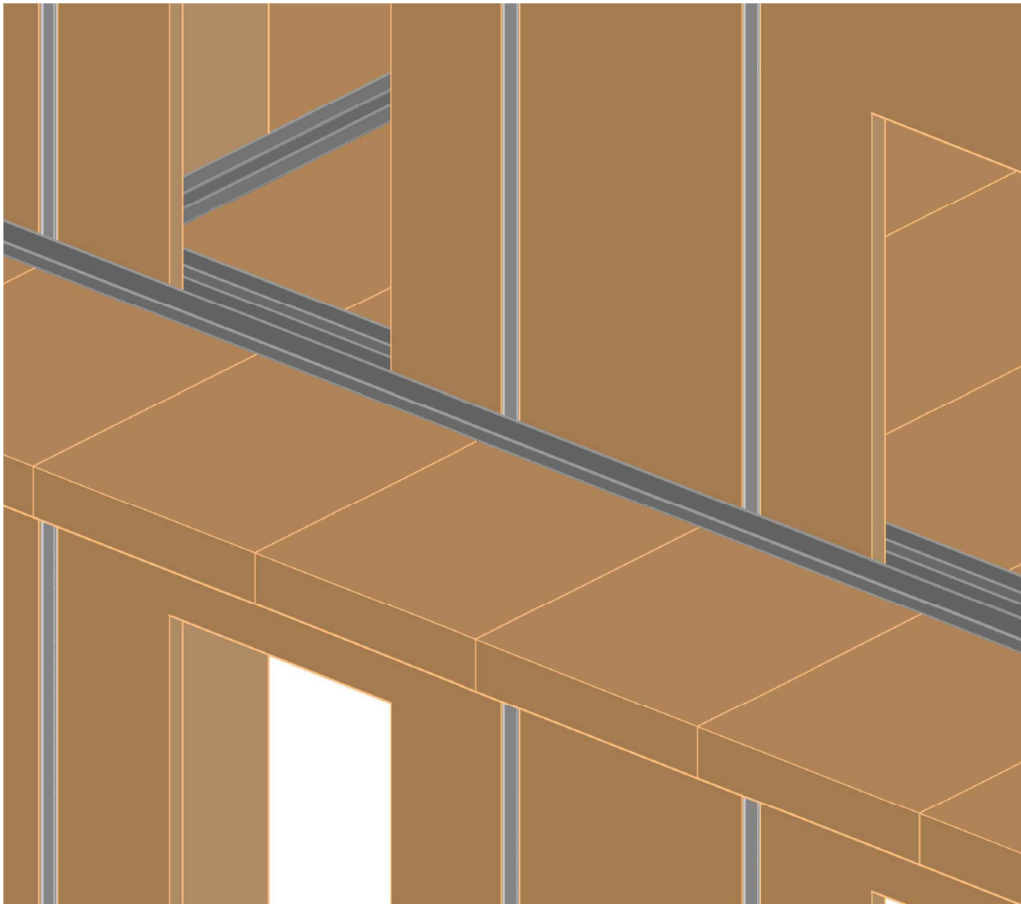
Il collegamento delle pareti alla struttura in acciaio avviene per mezzo di viti autoforanti su tutti e quattro i lati del pannello X-Lam costituente la parete.

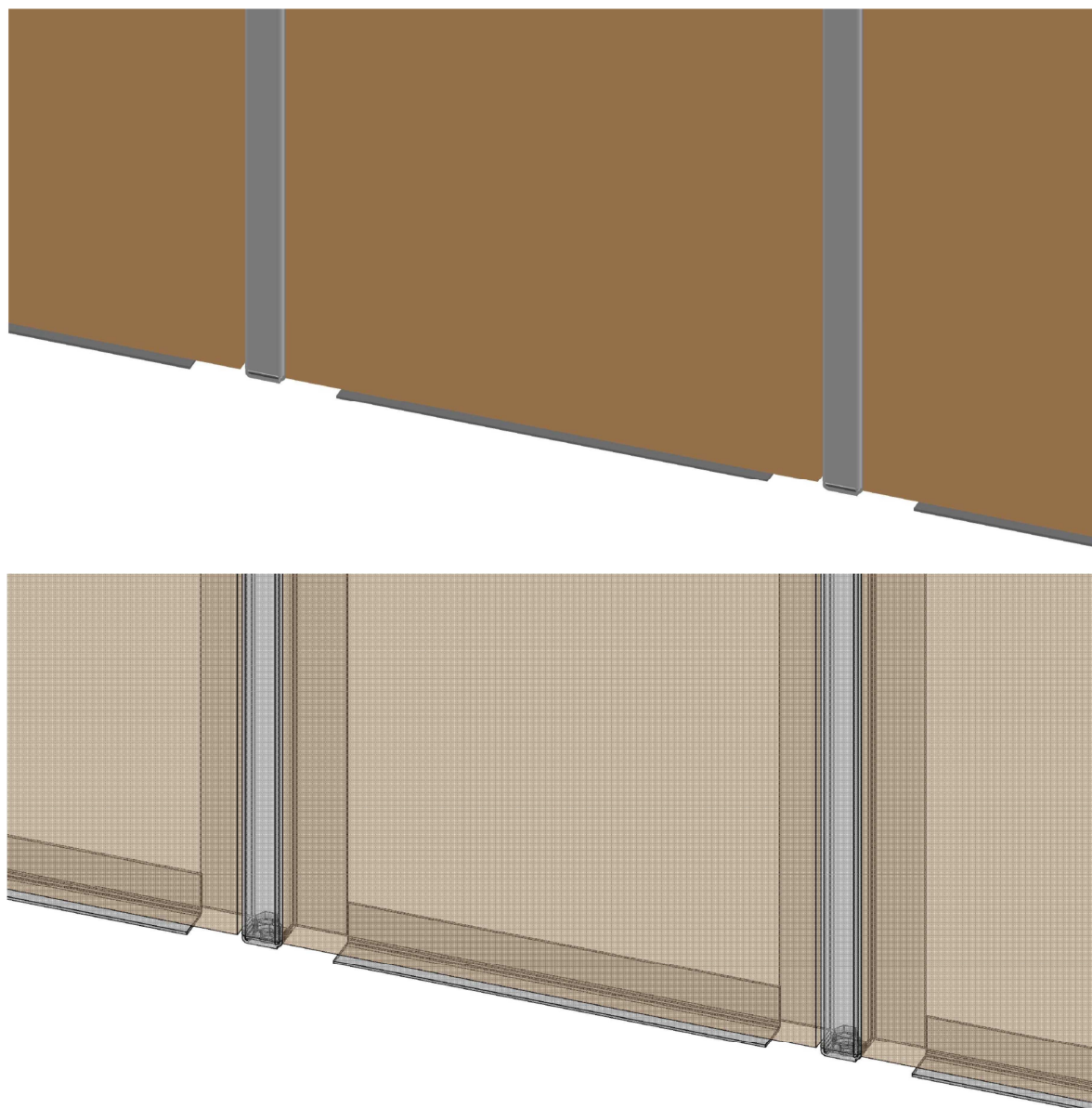


Il pannello viene fissato:

- lateralmente alle ali del profilo  $\Omega$  costituente il montante in acciaio;
- superiormente al lato verticale delle travi ad L su cui poggia il solaio;
- inferiormente (solo al piano terra) ad un profilo ad L collegato a terra;
- inferiormente (ai piani superiori) al sistema “profilo a C + profilo ad L” collegato al solaio.







***Figura 103: Immagini esemplificative di come le pareti sono collegate alla struttura metallica***

Come per il collegamento solaio-struttura in acciaio, il dimensionamento del collegamento delle pareti alla struttura in acciaio viene rimandato al capitolo del calcolo dinamico della struttura.

## CALCOLO DINAMICO

Lo studio del comportamento in campo dinamico della struttura è stato condotto attraverso due analisi:

- analisi lineare statica;
- analisi lineare dinamica.

L'analisi lineare statica è stata effettuata in quanto risulta essere un'analisi semplice da realizzare e con cui è possibile ottenere una prima stima delle forze sismiche sollecitanti la struttura. La semplicità di quest'analisi si paga nell'entità di queste forze sollecitanti, che risultano maggiorate per lo scopo di mantenere elevata la semplicità di calcolo ed al tempo stesso mantenere determinato livello di sicurezza.

L'analisi lineare dinamica a differenza della prima è un'analisi più complessa che richiede un codice di calcolo per poter essere effettuata, ma che garantisce una migliore comprensione del funzionamento in campo dinamico della struttura. Data la sua maggiore complessità rispetto alla prima analisi le sollecitazioni sismiche calcolate risultano minori.

Esistono ulteriori tipi di analisi per individuare il comportamento in campo dinamico della struttura, più complesse e più "precise" ma data l'entità della costruzione studiata non si è considerato idoneo il ricorso ad analisi più complesse.

### 29 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_{CO}$   $T_{DE}$  che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4} = 0.050 * (14)^{3/4} = 0.362 \text{ s}$$

dove:

- H: è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione
- C<sub>i</sub>: vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo e T<sub>1</sub>, la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

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

dove:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) * W * \lambda}{g}$$

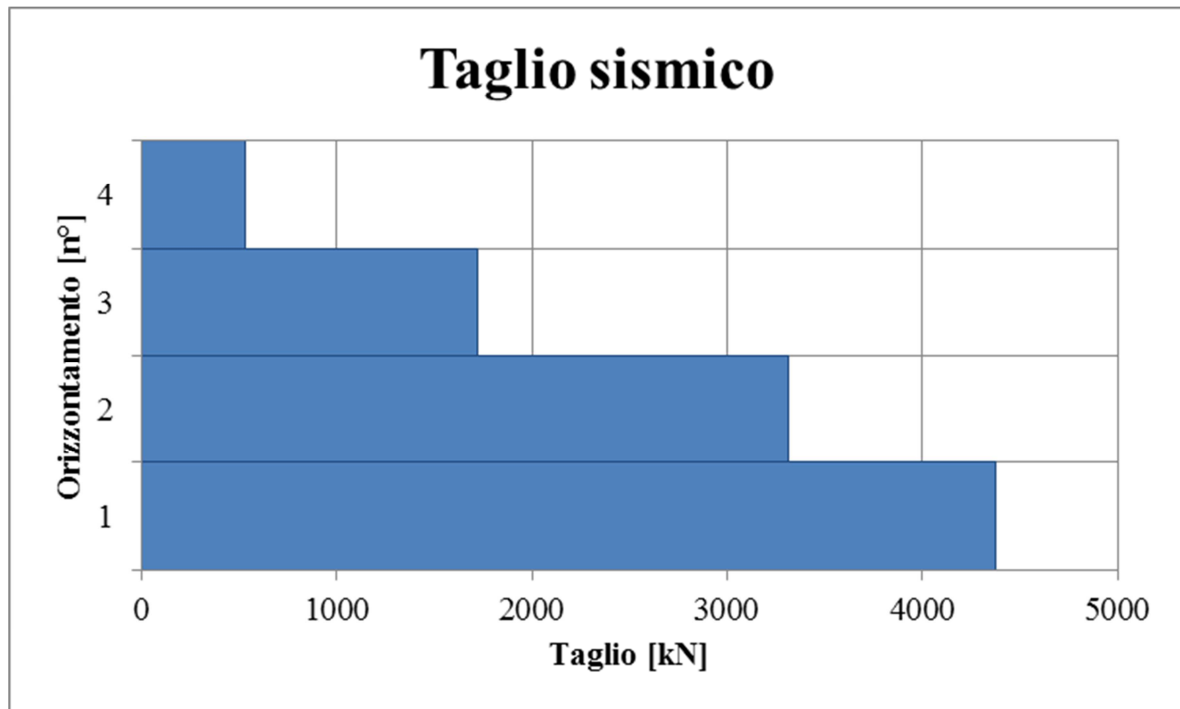
- F<sub>i</sub>: è la forza da applicare alla massa i-esima;
- W<sub>i</sub> e W<sub>j</sub>: sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- z<sub>i</sub> e z<sub>j</sub>: sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;
- S<sub>d</sub>(T<sub>1</sub>): è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W: è il peso complessivo della costruzione;
- λ: è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se T<sub>1</sub> < 2T<sub>C</sub>, pari a 1,0 in tutti gli altri casi (nel nostro caso λ=1.00);
- g: è l'accelerazione di gravità.

Piano	z	S [mq]			Sviluppo muri [m]	Peso [kN/mq]			
		Abitazioni	Terrazzo	Scale		Abitazioni	Terrazzo	Scale	Muri
<b>Terra</b>	0,0	471,24	627,33	19,42	275,675	5,423	3,423	3,423	2,368
<b>Primo</b>	3,5	471,24	627,33	19,42	275,675	5,423	3,423	3,423	2,368
<b>Secondo</b>	7,0	471,24	627,33	19,42	275,675	5,423	3,423	3,423	2,368
<b>Terzo</b>	10,5	471,24	627,33	19,42	275,675	5,423	3,423	3,423	2,368
<b>Copertura</b>	14,0	1221,93			275,675	2,308			2,368

$$F_h = \frac{S_d(T_1) * W * \lambda}{g} = \frac{0,201 * 25126 * 0,85}{9,807} = 4378 \text{ kN}$$



Piano	z	W <sub>i</sub> [kN]	z <sub>i</sub> *W <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> [kN]	T <sub>i</sub> [kN]
<i>Terra</i>	0,0	1142,49	0	0	-
<i>Primo</i>	3,5	7054,35	24690,21	530,8819	4378,162
<i>Secondo</i>	7,0	7054,35	49380,43	1061,764	3316,398
<i>Terzo</i>	10,5	7054,35	74070,64	1592,646	1723,752
<i>Copertura</i>	14,0	3962,71	55477,91	1192,87	530,8819
<b>TOTALI</b>		<b>25126</b>		<b>4378</b>	



### 29.1 RIPARTIZIONE DEL TAGLIO SISMICO

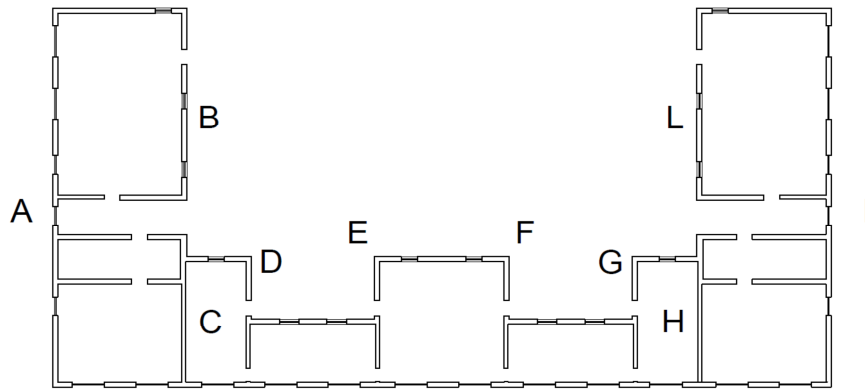
Il taglio sismico così ricavato dovrà essere ripartito tra i pannelli di legno resistenti a taglio formanti le pareti dell'edificio.

Avendo dedicato la resistenza alle forze laterali ai pannelli di legno X-Lam la ripartizione tra di essi, del taglio avviene solamente in base alla loro area in pianta e quindi, avendo tutti il medesimo spessore, in base alla loro lunghezza.

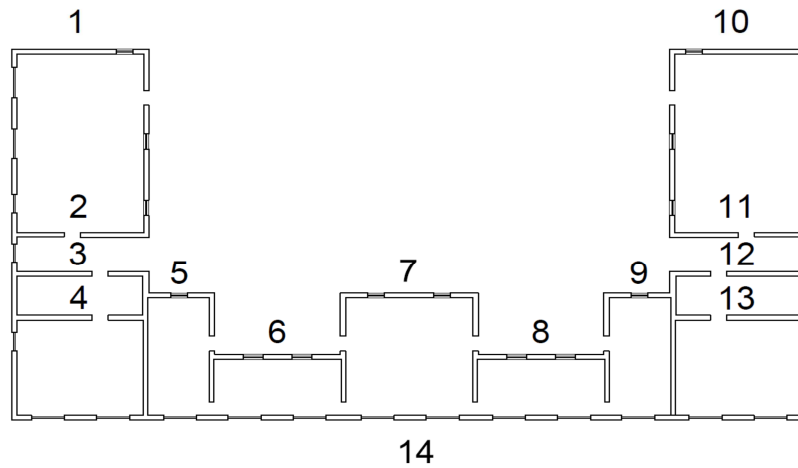
$$F_i = \frac{T_{\text{orizzontamento}}}{\sum L_{\text{pannello},i}} \cdot L_{\text{pannello},j}$$

Dopo aver nominato le pareti portanti si prosegue all'individuazione delle pareti resistenti al taglio ed al loro conteggio.

Numerazione delle pareti verticali



Numerazione delle pareti orizzontali



29.1.1 PRIMO ORIZZONTAMENTO

Larghezza pannelli cm	n° Pannelli orizzontali per Parete													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	8	8	8	8	2	3	4	3	2	8	8	8	8	15
64														
75														3
78														
90							1							
120														3
<b>Lunghezza totale per parete</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>1,2</b>	<b>1,8</b>	<b>3,3</b>	<b>1,8</b>	<b>1,2</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>14,85</b>

Larghezza pannelli cm	n° Pannelli verticali per Parete									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
60	14	9	10	5	5	5	5	10	14	9
64			1					1		
75										
78			1					1		
90										
120										
Lunghezza totale per parete	8,4	5,4	7,42	3	3	3	3	7,42	8,4	5,4

Larghezza pannelli cm	Sforzo di taglio massimo sul Pannello orizzontale [kN]													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0
64														
75														52,5
78														
90							63,0							
120														84,0

Larghezza pannelli cm	Sforzo di taglio massimo sul Pannello verticale [kN]									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
60	48,3	48,3	48,3	48,3	48,3	48,3	48,3	48,3	48,3	48,3
64			51,5					51,5		
75										
78			62,7					62,7		
90										
120										

29.1.2 SECONDO ORIZZONTAMENTO

Larghezza pannelli cm	n° Pannelli orizzontali per Parete													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	8	8	8	8	2	3	4	3	2	8	8	8	8	15
64														
75														3
78														
90							1							
120														3
Lunghezza totale per parete	4,8	4,8	4,8	4,8	1,2	1,8	3,3	1,8	1,2	4,8	4,8	4,8	4,8	14,85

Larghezza pannelli cm	n° Pannelli verticali per Parete									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
60	14	9	10	5	5	5	5	10	14	9
64			1					1		
75										
78			1					1		
90										
120										
Lunghezza totale per parete	8,4	5,4	7,42	3	3	3	3	7,42	8,4	5,4

Larghezza pannelli cm	Sforzo di taglio massimo sul Pannello orizzontale [kN]													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8
64														
75														39.8
78														
90							47.7							
120														63.6

Larghezza pannelli cm	Sforzo di taglio massimo sul Pannello verticale [kN]									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
60	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6
64			39.0					39.0		
75										
78			47.5					47.5		
90										
120										

## 29.1.3 TERZO ORIZZONTAMENTO

Larghezza pannelli cm	n° Pannelli orizzontali per Parete													
	I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	8	8	8	8	2	3	4	3	2	8	8	8	8	15
64														
75														3
78														
90							1							
120														3
<b>Lunghezza totale per parete</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>1,2</b>	<b>1,8</b>	<b>3,3</b>	<b>1,8</b>	<b>1,2</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>4,8</b>	<b>14,85</b>

Larghezza pannelli cm	n° Pannelli verticali per Parete									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
60	14	9	10	5	5	5	5	10	14	9
64			1					1		
75										
78			1					1		
90										
120										
<b>Lunghezza totale per parete</b>	<b>8,4</b>	<b>5,4</b>	<b>7,42</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>7,42</b>	<b>8,4</b>	<b>5,4</b>

Larghezza pannelli cm	Sforzo di taglio massimo sul Pannello orizzontale [kN]													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5
64														
75														20.7
78														
90							24.8							
120														33.1

Larghezza pannelli cm	Sforzo di taglio massimo sul Pannello verticale [kN]									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
60	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
64			20.3					20.3		
75										
78			24.7					24.7		
90										
120										

#### 29.1.4 ORIZZONTAMENTO DI COPERTURA

Larghezza pannelli cm	n° Pannelli orizzontali per Parete													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	8	8	8	8	2	3	4	3	2	8	8	8	8	15
64														
75														3
78														
90							1							
120														3
Lunghezza totale per parete	4,8	4,8	4,8	4,8	1,2	1,8	3,3	1,8	1,2	4,8	4,8	4,8	4,8	14,85

Larghezza pannelli cm	n° Pannelli verticali per Parete									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
60	14	9	10	5	5	5	5	10	14	9
64			1					1		
75										
78			1					1		
90										
120										
Lunghezza totale per parete	8,4	5,4	7,42	3	3	3	3	7,42	8,4	5,4

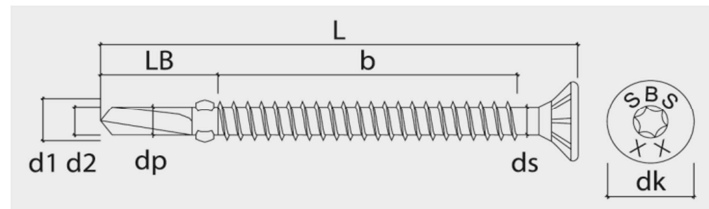
Larghezza pannelli cm	Sforzo di taglio massimo sul Pannello orizzontale [kN]													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
64														
75														6.4
78														
90							7.6							
120														10.2

Larghezza pannelli cm	Sforzo di taglio massimo sul Pannello verticale [kN]									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
60	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
64			6.2					6.2		
75										
78			7.6					7.6		
90										
120										

## 29.2 VERIFICA DELLE CONNESSIONI DELLE PARETI

### 29.2.1 CALCOLO DELLA CAPACITÀ LATERALE DEL MEZZO D'UNIONE

Il collegamento delle pareti alla struttura in acciaio avviene per mezzo di viti autoforanti su tutti e quattro i lati del pannello X-Lam costituente la parete.



Caratteristiche del mezzo d'unione

Vite SBS 6,3x60

L	60	mm	lunghezza
d <sub>1</sub>	6,3	mm	diametro nominale filetto
d <sub>2</sub>	4,9	mm	diametro punta
d <sub>k</sub>	12	mm	diametro testa
d <sub>s</sub>	5,2	mm	diametro gambo
d <sub>p</sub>	5,65	mm	diametro nocciolo
LB	15	mm	lunghezza punta
d	5,72	mm	diametro di calcolo (d <sub>s</sub> · 1,1)

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6}$$

f <sub>u,k</sub>	1000	MPa
M <sub>y,Rk</sub>	27948	Nmm

Caratteristiche dei materiali connessi

s <sub>legno</sub>	78	mm	spessore del pannello X-Lam
s <sub>acciaio</sub>	6	mm	spessore delle lamiere di acciaio
Spessore	Spessa		Classificazione della lamiera in base al suo spessore

$$\text{Spessore piastra di acciaio} = \begin{cases} s_{\text{acciaio}} \leq 0,5 \cdot d ; \text{ sottile} \\ 0,5 \cdot d < s_{\text{acciaio}} < 1,0 \cdot d ; \text{ media} \\ s_{\text{acciaio}} \geq 1,0 \cdot d ; \text{ spessa} \end{cases}$$



## Calcolo della capacità laterale

	Spessore minimo lamelle mm	Spessore minimo pannello mm	Profondità di infissione minima mm
$d \leq 8mm$	11,44	57,2	57,2

## SPAZIATURE MINIME

a1	22,88	mm	Spaziatura parallela alla fibra
a2	22,88	mm	Spaziatura perpendicolare alla fibra
a3t	14,3	mm	Distanza dall'estremità sollecitata
a3c	14,3	mm	Distanza dall'estremità sollecitata
a4t	22,88	mm	Distanza dal bordo sollecitato
a4c	22,88	mm	Distanza dal bordo sollecitato

## Verifica

- Classificazione connessione      Acciaio – Legno  
Senza preforatura

## Resistenza ai carichi laterali del pannello X-Lam

- $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6,3^{-0,3} = 23,81 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

## Resistenza ai carichi assiali

- $a_1 = 50\text{mm} \geq a_{1,\text{lim}} = 22,88\text{mm}$
- $t_1 = 6\text{mm}$                       spessore dal lato della testa della vite
- $t_2 = 39\text{mm}$                       penetrazione della vite dal lato della punta
- $f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 39,05 \text{ N/mm}^2$
- $\alpha = 0^\circ$
- $f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\text{sen}^2\alpha + 1,5 \cdot \text{cos}^2\alpha} = 26,03 \text{ N/mm}^2$
- $n = 19$                               n° di viti in un metro
- $n_{ef} = n^{0,9} = 14,15$
- $l_{ef} = 33,28 \text{ mm}$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 61,34 \text{ kN}$

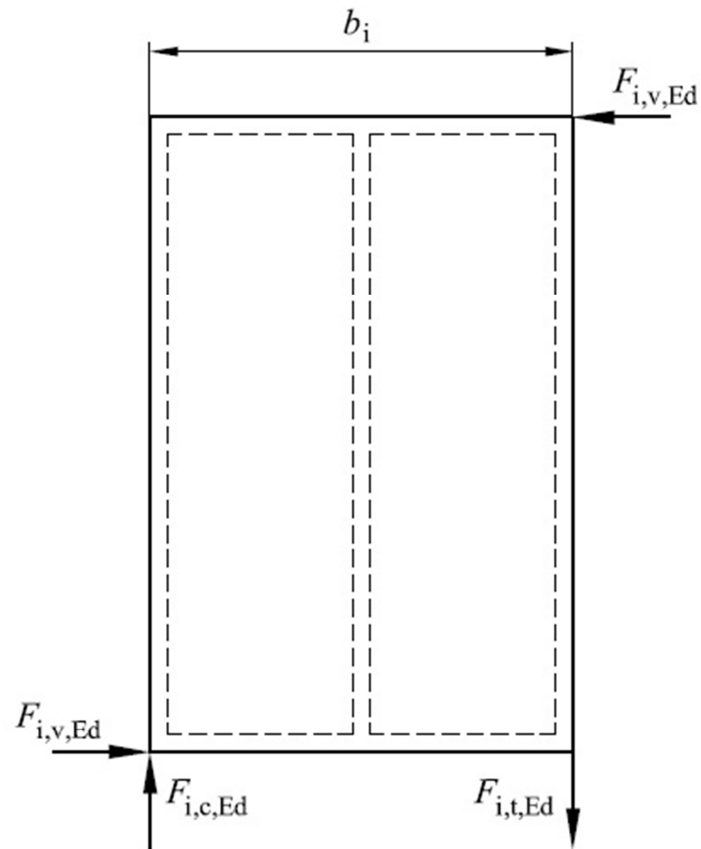
*Resistenza della connessione*

$$- F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1} \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
	6591	15335	13182	
$F_{v,Rk} =$	4487	15335	8975	$=$
	5312		<b>5312</b>	<b>5312 N</b>

## 29.2.2 VERIFICA DELLA CONNESSIONE



- Spessore pannelli            78 mm
- Altezza pannelli            3,275 m
- $b_0$                             1,6375 m
- $c_i$                              0,1832
- $s$                                 50 mm            spaziatura tra i mezzi d'unione
- $b_i$  : larghezza del pannello
- $F_{i,v,Ed}$  : forza di taglio sismico sul  $i$ -esimo pannello

$$b_0 = h/2 ; c_i = \begin{cases} 1, & \text{per } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0}, & \text{per } b_i < b_0 \end{cases}$$

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} \cdot h}{b_i}$$

$$F_{f,Rd} = 1,2 \cdot F_{v,Rk} = 1,2 \times 5,312 = 6,374 \text{ kN}$$

Con lo scopo di ottimizzare le connessioni, le spaziature fra i mezzi d'unione variano da piano a piano, con distanze minori per i piani inferiori dove il taglio sollecitante è maggiore ai piani superiori con distanze maggiori.

### 29.2.2.1 Primo Orizzontamento

Le lunghezze totali dei pannelli nelle due direzioni principali sono:

Lunghezza totale dei pannelli orizzontali	62,55	m
Lunghezza totale dei pannelli verticali	54,44	m

Gli sforzi taglianti massimi per ogni misura dei pannelli utilizzati sono:

Larghezza pannelli cm	Massimo sforzo di taglio kN
60	48,25
64	51,47
75	52,50
78	62,73
90	63,00
120	83,99

Distanza dal bordo	50	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	50	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	70	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
<b>60</b>	48,25	263,78	10	45	63,74	286,85	0,76	0,92
<b>64</b>	51,47	263,78	10	45	63,74	286,85	0,81	0,92
<b>75</b>	52,50	229,58	13	45	82,87	286,85	0,63	0,80
<b>78</b>	62,73	263,78	13	45	82,87	286,85	0,76	0,92
<b>90</b>	63,00	229,58	16	45	101,99	286,85	0,62	0,80
<b>120</b>	83,99	229,58	22	45	140,24	286,85	0,60	0,80

## 29.2.2.2 Secondo Orizzontamento

Le lunghezze totali dei pannelli nelle due direzioni principali sono:

Lunghezza totale dei pannelli orizzontali	62,55	m
Lunghezza totale dei pannelli verticali	54,44	m

Gli sforzi taglianti massimi per ogni misura dei pannelli utilizzati sono:

Larghezza pannelli cm	Massimo sforzo di taglio kN
60	36,55
64	38,99
75	39,76
78	47,52
90	47,72
120	63,62

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	70	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	90	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
60	36,55	199,81	7	39	44,62	223,10	0,82	0,90
64	38,99	199,81	7	39	44,62	223,10	0,87	0,90
75	39,76	173,91	9	39	57,37	223,10	0,69	0,78
78	47,52	199,81	9	39	57,37	223,10	0,83	0,90
90	47,72	173,91	11	39	70,12	223,10	0,68	0,78
120	63,62	173,91	15	39	95,62	223,10	0,67	0,78

29.2.2.3 Terzo Orizzontamento

Le lunghezze totali dei pannelli nelle due direzioni principali sono:

Lunghezza totale dei pannelli orizzontali	62,55	m
Lunghezza totale dei pannelli verticali	54,44	m

Gli sforzi taglianti massimi per ogni misura dei pannelli utilizzati sono:

Larghezza pannelli cm	Massimo sforzo di taglio kN
60	19,00
64	20,26
75	20,67
78	24,70
90	24,80
120	33,07

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	120	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	120	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
60	19,00	103,86	4	26	25,50	165,73	0,75	0,63
64	20,26	103,86	4	26	25,50	165,73	0,79	0,63
75	20,67	90,39	5	26	31,87	165,73	0,65	0,55
78	24,70	103,86	5	26	31,87	165,73	0,77	0,63
90	24,80	90,39	6	26	38,25	165,73	0,65	0,55
120	33,07	90,39	9	26	57,37	165,73	0,58	0,55

## 29.2.2.4 Orizzontamento di copertura

Le lunghezze totali dei pannelli nelle due direzioni principali sono:

Lunghezza totale dei pannelli orizzontali	62,55	m
Lunghezza totale dei pannelli verticali	54,44	m

Gli sforzi taglianti massimi per ogni misura dei pannelli utilizzati sono:

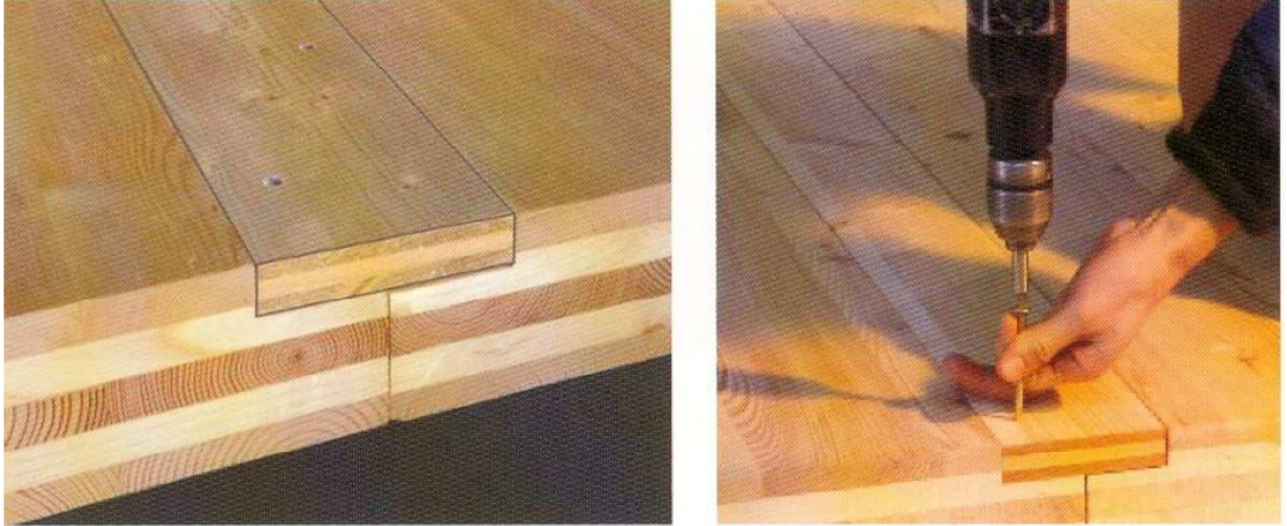
Larghezza pannelli cm	Massimo sforzo di taglio kN
60	5,85
64	6,24
75	6,37
78	7,61
90	7,64
120	10,18

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	150	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	150	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
60	5,85	31,99	3	21	19,12	133,86	0,31	0,24
64	6,24	31,99	3	21	19,12	133,86	0,33	0,24
75	6,37	27,84	4	21	25,50	133,86	0,25	0,21
78	7,61	31,99	4	21	25,50	133,86	0,30	0,24
90	7,64	27,84	5	21	31,87	133,86	0,24	0,21
120	10,18	27,84	7	21	44,62	133,86	0,23	0,21

### 29.3 VERIFICA DELLE CONNESSIONI SOLAIO – SOLAIO

Il giunto di continuità laterale dei pannelli avviene avvitando tavole di collegamento in legno multistrato come illustrato nella figura sottostante.



*Figura 104: Immagine dei collegamento di continuità solaio - solaio*

#### 29.3.1 CALCOLO DELLA SOLLECITAZIONE

La situazione più gravosa con il quale dimensionare il giunto è quella relativa alla porzione di solaio delimitata dalle pareti: A, 1, B, 2 e cioè dalla porzione di solaio più lunga e sottile dell'edificio.

Le pareti che detteranno il valore del carico uniformemente distribuito sono le pareti 1 e 2, entrambe costituite da 8 pannelli di larghezza 60cm.



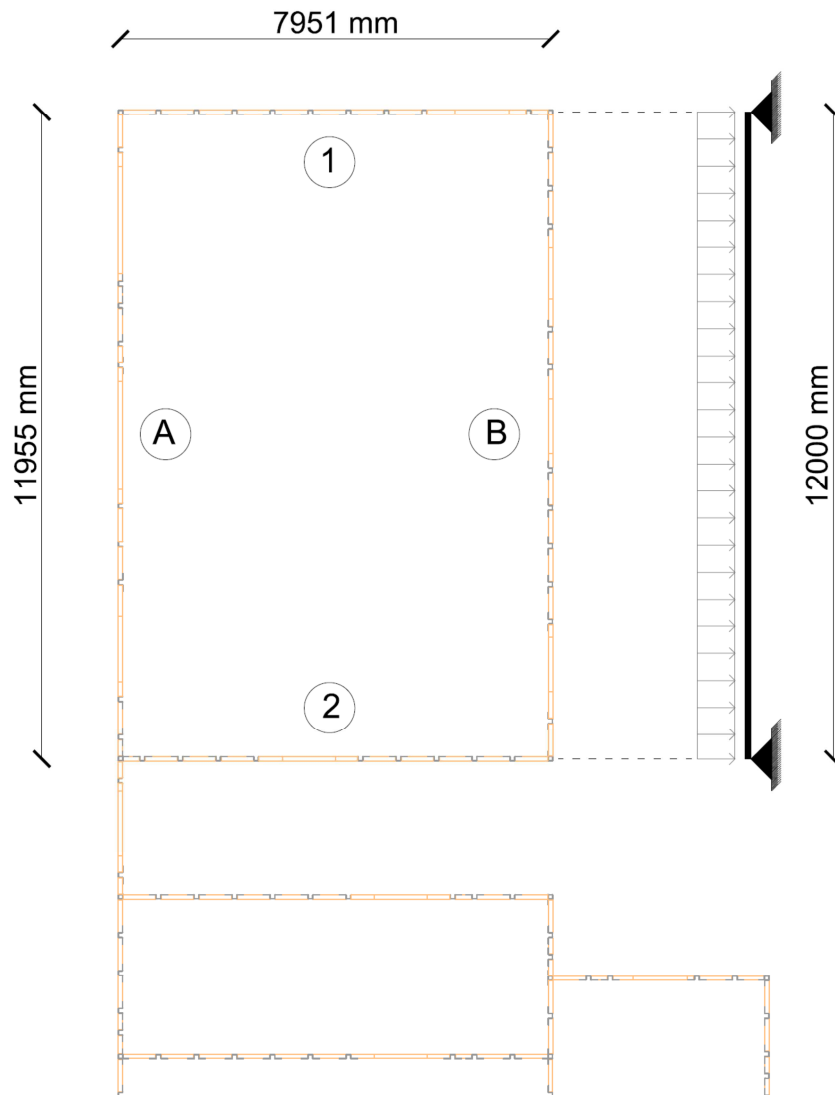


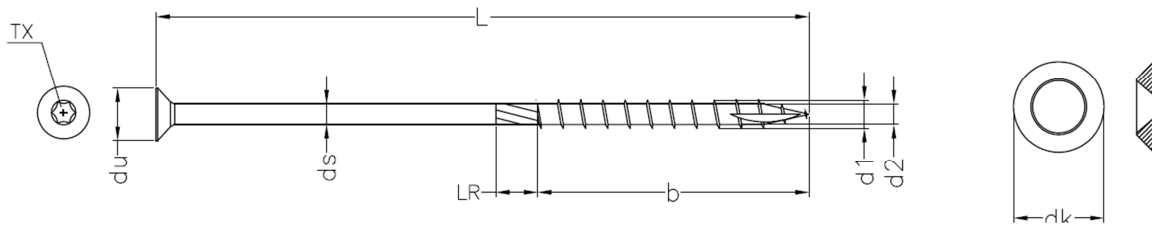
Figura 105: Illustrazione dello schema statico di verifica

Solaio	Taglio per pannello [kN]	Taglio per parete [kN]	q [kN/m]
Primo orizzontamento	48,25	386,00	64,33
Secondo orizzontamento	36,55	292,40	48,73
Terzo orizzontamento	19,00	152,00	25,33
Orizzontamento di copertura	5,85	46,80	7,80

Solaio	q [kN/m]	Taglio dimensionante [kN]
Primo orizzontamento	64,33	386,00
Secondo orizzontamento	48,73	292,40
Terzo orizzontamento	25,33	152,00
Orizzontamento di copertura	7,80	46,80

### 29.3.2 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO

#### Caratteristiche del connettore



L	120	mm	
d <sub>1</sub>	6	mm	diametro nominale filetto
d <sub>2</sub>	4	mm	diametro nocciolo
d <sub>k</sub>	20	mm	diametro rondella
d <sub>s</sub>	4,3	mm	diametro gambo
d <sub>u</sub>	11,5	mm	diametro testa
l <sub>r</sub>	12	mm	lunghezza fresa
t <sub>x</sub>	30	mm	misura inserto
b	50	mm	lunghezza filetto

$$M_{yRk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6}$$

f <sub>u,k</sub>	1000	MPa
M <sub>y,Rk</sub>	17051	Nmm

#### 29.3.2.1 Primo orizzontamento

- Classificazione connessione                      Pannello – Legno  
Senza preforatura

#### Resistenza ai carichi laterali del pannello di giunzione

- $f_{h,1,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6^{-0,3} = 25,21 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

#### Resistenza ai carichi laterali del pannello X-Lam

- $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6^{-0,3} = 25,21 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

#### Resistenza ai carichi assiali

- $a_1 = 100\text{mm} \geq a_{1,\text{lim}} = 18,92\text{mm}$
- $k_{\text{ef}} = 1$

- $n = 80$  (numero di viti in una fila)
- $n_{ef} = n^{k_{ef}} = 80$
- $f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 39,05 \text{ N/mm}^2$
- $\alpha = 0^\circ$
- $f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\text{sen}^2\alpha + 1,5 \cdot \text{cos}^2\alpha} = 26,03 \text{ N/mm}^2$
- $n = 80$
- $n_{ef} = n^{0,9} = 51,61$
- $l_{ef} = 50 - 6 = 44 \text{ mm}$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 240,25 \text{ kN}$

#### Resistenza della connessione

- $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1$
- $F_{v,Rk} =$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{(1+\beta)}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
$F_{v,Rk} =$	7154		7154	$= 4638 \text{ N}$
	7154		7154	
	2963	60062	5927	
	2794	60062	5588	
	2794	60062	5588	
	2319	60062	<b>4638</b>	

- $n = 80$
- $n_{ef} = n^{0,9} = 51,61$

$$F_{v,ef,Rk} = 51,61 \times 4638 = 478,78 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rk}} = \frac{386,00}{478,78} = 0,81 \quad \text{VERIFICATO}$$

Anche nel secondo orizzontamento si adottano viti 6 x 120 mm, con una spaziatura di 100mm fra i mezzi d'unione.

#### 29.3.2.2 Secondo orizzontamento

- Classificazione connessione          Pannello – Legno  
Senza preforatura

#### Resistenza ai carichi laterali del pannello di giunzione

- $f_{h,1,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6^{-0,3} = 25,21 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

#### Resistenza ai carichi laterali del pannello X-Lam

- $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6^{-0,3} = 25,21 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

#### Resistenza ai carichi assiali

- $a_1 = 100\text{mm} \geq a_{1,\text{lim}} = 18,92\text{mm}$
- $k_{ef} = 1$
- $n = 80$  (numero di viti in una fila)
- $n_{ef} = n^{k_{ef}} = 80$
- $f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 39,05 \text{ N/mm}^2$

- $\alpha = 0^\circ$
- $f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2\alpha + 1,5 \cdot \cos^2\alpha} = 26,03 \text{ N/mm}^2$
- $n = 80$
- $n_{ef} = n^{0,9} = 51,61$
- $l_{ef} = 50 - 6 = 44 \text{ mm}$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 240,25 \text{ kN}$

*Resistenza della connessione*

- $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1$
- $F_{v,Rk} =$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{(1+\beta)}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
	7154		7154	
	7154		7154	
$F_{v,Rk} =$	2963	60062	5927	$= \mathbf{4638 \text{ N}}$
	2794	60062	5588	
	2794	60062	5588	
	2319	60062	<b>4638</b>	

- $n = 80$
- $n_{ef} = n^{0,9} = 51,61$

$$F_{v,ef,Rk} = 51,61 \times 4638 = 478,78 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rk}} = \frac{292,00}{478,78} = 0,61 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nel primo orizzontamento si adottano viti 6 x 120 mm, con una spaziatura di 100mm fra i mezzi d'unione.

### 29.3.2.3 Terzo orizzontamento

- Classificazione connessione          Pannello – Legno  
   Senza preforatura

*Resistenza ai carichi laterali del pannello di giunzione*

- $f_{h,1,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6^{-0,3} = 25,21 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

*Resistenza ai carichi laterali del pannello X-Lam*

- $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6^{-0,3} = 25,21 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

*Resistenza ai carichi assiali*

- $a_1 = 200\text{mm} \geq a_{1,\text{lim}} = 18,92\text{mm}$
- $k_{ef} = 1$
- $n = 40$  (numero di viti in una fila)
- $n_{ef} = n^{k_{ef}} = 40$
- $f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 39,05 \text{ N/mm}^2$
- $\alpha = 0^\circ$
- $f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\text{sen}^2\alpha + 1,5 \cdot \text{cos}^2\alpha} = 26,03 \text{ N/mm}^2$
- $n = 40$
- $n_{ef} = n^{0,9} = 27,66$
- $l_{ef} = 50 - 6 = 44 \text{ mm}$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 128,74 \text{ kN}$

## Resistenza della connessione

$$- \beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1$$

$$- F_{v,Rk} =$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{(1+\beta)}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
	7154		7154	
	7154		7154	
$F_{v,Rk} =$	2963	32186	5927	$= 4638 \text{ N}$
	2794	32186	5588	
	2794	32186	5588	
	2319	32186	<b>4638</b>	

$$- n = 40$$

$$- n_{ef} = n^{0,9} = 27,66$$

$$F_{v,ef,Rk} = 27,66 \times 4638 = 256,57 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rk}} = \frac{152,00}{256,57} = 0,59 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nel terzo orizzontamento si adottano viti 6 x 120 mm, con una spaziatura di 200mm fra i mezzi d'unione.

#### 29.3.2.4 Orizzontamento di copertura

- Classificazione connessione          Pannello – Legno  
   Senza preforatura

##### Resistenza ai carichi laterali del pannello di giunzione

- $f_{h,1,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6^{-0,3} = 25,21 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

##### Resistenza ai carichi laterali del pannello X-Lam

- $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6^{-0,3} = 25,21 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

##### Resistenza ai carichi assiali

- $a_1 = 200\text{mm} \geq a_{1,\text{lim}} = 18,92\text{mm}$
- $k_{ef} = 1$
- $n = 40$  (numero di viti in una fila)
- $n_{ef} = n^{k_{ef}} = 40$
- $f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 39,05 \text{ N/mm}^2$
- $\alpha = 0^\circ$
- $f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\text{sen}^2\alpha + 1,5 \cdot \text{cos}^2\alpha} = 26,03 \text{ N/mm}^2$
- $n = 40$
- $n_{ef} = n^{0,9} = 27,66$
- $l_{ef} = 50 - 6 = 44 \text{ mm}$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 128,74 \text{ kN}$

##### Resistenza della connessione

- $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1$



$$- F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{(1+\beta)}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
	7154		7154	
	7154		7154	
	2963	32186	5927	
$F_{v,Rk} =$	2794	32186	5588	$= 4638 \text{ N}$
	2794	32186	5588	
	2319	32186	<b>4638</b>	

-  $n = 40$

-  $n_{ef} = n^{0,9} = 27,66$

$$F_{v,ef,Rk} = 27,66 \times 4638 = 256,57 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rk}} = \frac{46,80}{256,57} = 0,18 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nell' orizzontamento di copertura si adottano viti 6 x 120 mm, con una spaziatura di 200mm fra i mezzi d' unione.

## 29.4 VERIFICA DEL CORDOLO E DEL SUO COLLEGAMENTO ALLA STRUTTURA

La presenza del cordolo garantisce una piena trasmissione e ripartizione dello sforzo di taglio sismico dal solaio alle pareti e da quest'ultime ai pannelli in legno X-Lam, incaricati della resistenza alle forze orizzontali.

Per garantire tutto questo, il cordolo è formato da due elementi, uno interno all'edificio, realizzato con un profilo in acciaio formato a freddo di sezione a C ed uno esterno, continuo su tutta la parete, in acciaio formato a freddo di sezione ad L. La forma della sezione del profilo interno, sezione a C, è pensata per garantirne un doppio uso, infatti la forma concava della sezione e la sua posizione sul lato interno dell'edificio può fruire come canale per il passaggio degli impianti evitando la realizzazione di appositi passaggi sulle pareti. Tale accorgimento è ripetibile nelle pareti dove sono presenti i montanti con sezione ad omega che presentano la concavità all'interno dell'edificio.

Il dimensionamento di questo elemento strutturale avviene considerando la medesima porzione di solaio presa in considerazione per il dimensionamento del giunto solaio – solaio ma considerando un diverso sistema resistente.

Il sistema resistente preso in considerazione consiste in un funzionamento ad arco della porzione di solaio, in cui l'arco compresso è rappresentato dal solaio in legno X-Lam, mentre il tirante è rappresentato dal cordolo.

La sollecitazione agente, come per il giunto solaio – solaio, è data dal taglio attribuibile alle due pareti coperte dalla porzione di solaio.

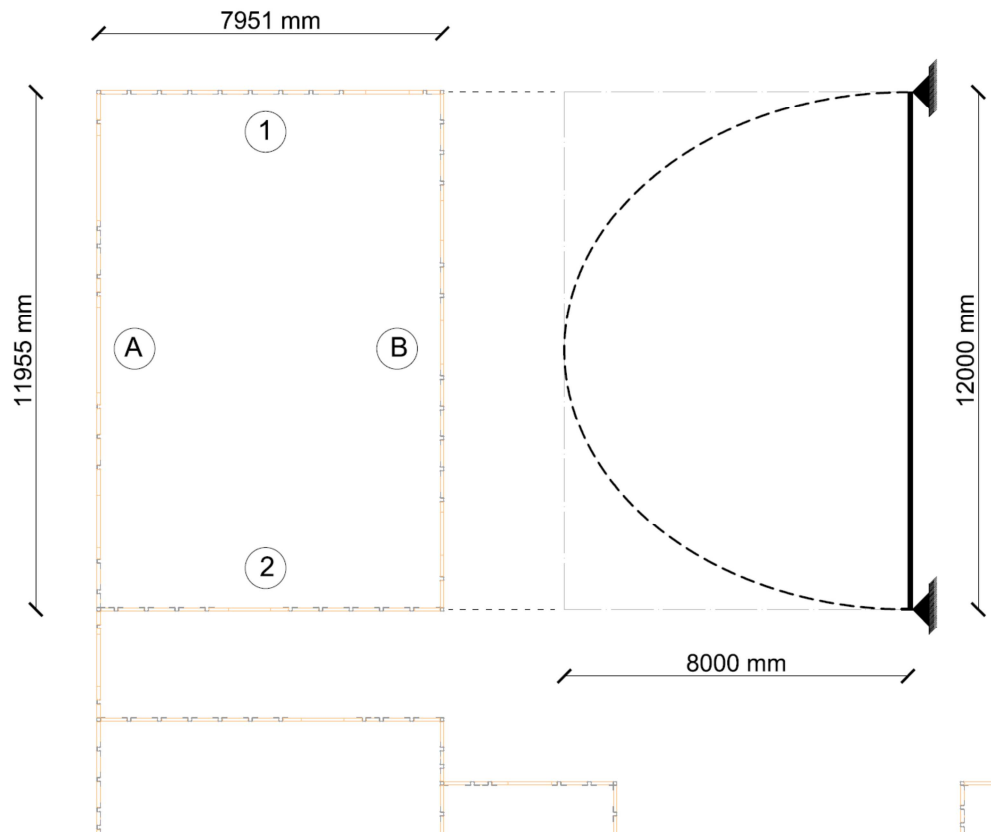


Figura 106: Illustrazione dello schema statico di verifica

L'arco ha quindi una luce di 12,00m ed una freccia di 8,00m.

#### 29.4.1 CALCOLO DELLA SOLLECITAZIONE

Solaio	Taglio per pannello [kN]	Taglio per parete [kN]	q [kN/m]
Primo orizzontamento	48,25	386,00	64,33
Secondo orizzontamento	36,55	292,40	48,73
Terzo orizzontamento	19,00	152,00	25,33
Orizzontamento di copertura	5,85	46,80	7,80

$$\text{Trazione sul cordolo} = T_{Ed} = \frac{1}{8} \frac{q \cdot l^2}{f}$$

Solaio	q [kN/m]	Trazione sul cordolo [kN]
Primo orizzontamento	64,33	144,74
Secondo orizzontamento	48,73	109,64
Terzo orizzontamento	25,33	57,00
Orizzontamento di copertura	7,80	17,55

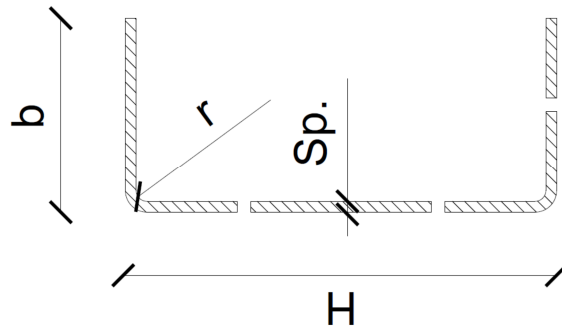
### 29.4.2 VERIFICA DEL CORDOLO

La verifica del cordolo prenderà in considerazione, rimanendo a favore di sicurezza, il solo profilo a C.

Essendo tale profilo sollecitato a trazione occorrerà considerare anche i fori per il suo collegamento alla struttura. Per garantire un adeguato collegamento al solaio sono previste due file di viti sul lato orizzontale della sezione a C, mentre per il suo collegamento alle pareti si considera una sola fila di viti. Per il collegamento del profilo a C con la struttura lignea si adottano viti autoforanti di diametro 6,3mm.

*Caratteristiche geometriche della sezione netta:*

- B = 80 mm
- H = 200 mm
- Sp. = 6mm
- r = 6 mm
- $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- $A = 1928 \text{ mm}^2$
- $P = 15,13 \text{ kg/m}$
- $J_{xx} = 1160515 \text{ mm}^4$
- $J_{yy} = 11395550 \text{ mm}^4$
- $E = 210000 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 368 \text{ MPa}$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$

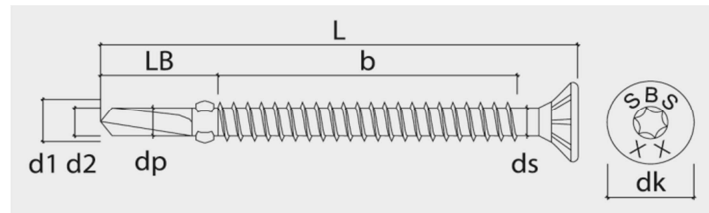


$$N_{t,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{1928 \times 430}{1,25} = 663,23 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{144,74}{663,23} = 0,22 \quad \text{VERIFICATO}$$

### 29.4.3 VERIFICA DELLA CONNESSIONE CON IL SOLAIO

Il collegamento del cordolo con sezione a C al solaio avviene per mezzo di viti autoforanti disposte su due file, sul lato orizzontale del profilo.



### Caratteristiche del mezzo d'unione

#### Vite SBS 6,3x60

L	60	mm	lunghezza
d <sub>1</sub>	6,3	mm	diametro nominale filetto
d <sub>2</sub>	4,9	mm	diametro punta
d <sub>k</sub>	12	mm	diametro testa
d <sub>s</sub>	5,2	mm	diametro gambo
d <sub>p</sub>	5,65	mm	diametro nocciolo
LB	15	mm	lunghezza punta
d	5,72	mm	diametro di calcolo (d <sub>s</sub> · 1,1)

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6}$$

f <sub>u,k</sub>	1000	MPa
M <sub>y,Rk</sub>	27948	Nmm

### Caratteristiche dei materiali connessi

s <sub>legno</sub>	230	mm	spessore del solaio X-Lam
s <sub>acciaio</sub>	6	mm	spessore delle lamiere di acciaio
Spessore	Spessa		Classificazione della lamiera in base al suo spessore

$$\text{Spessore piastra di acciaio} = \begin{cases} s_{\text{acciaio}} \leq 0,5 \cdot d ; \text{ sottile} \\ 0,5 \cdot d < s_{\text{acciaio}} < 1,0 \cdot d ; \text{ media} \\ s_{\text{acciaio}} \geq 1,0 \cdot d ; \text{ spessa} \end{cases}$$

### Calcolo della capacità laterale

	Spessore minimo lamelle mm	Spessore minimo pannello mm	Profondità di infissione minima mm
d ≤ 8mm	11,44	57,2	57,2

*SPAZIATURE MINIME*

a1	22,88	mm	Spaziatura parallela alla fibra
a2	22,88	mm	Spaziatura perpendicolare alla fibra
a3t	14,3	mm	Distanza dall'estremità sollecitata
a3c	14,3	mm	Distanza dall'estremità sollecitata
a4t	22,88	mm	Distanza dal bordo sollecitato
a4c	22,88	mm	Distanza dal bordo sollecitato

*Verifica*

- Classificazione connessione          Acciaio – Legno  
    Senza preforatura

*Resistenza ai carichi laterali del pannello X-Lam*

- $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6,3^{-0,3} = 23,81 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

*Resistenza ai carichi assiali*

- $a_1 = 200\text{mm} \geq a_{1,\text{lim}} = 22,88\text{mm}$
- $t_1 = 6\text{mm}$                       spessore dal lato della testa della vite
- $t_2 = 39\text{mm}$                     penetrazione della vite dal lato della punta
- $f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 39,05 \text{ N/mm}^2$
- $\alpha = 0^\circ$
- $f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2\alpha + 1,5 \cdot \cos^2\alpha} = 26,03 \text{ N/mm}^2$
- $n = 60$                           n° di viti in un metro
- $n_{ef} = n^{0,9} = 39,84$
- $l_{ef} = 33,28 \text{ mm}$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 172,67 \text{ kN}$

*Resistenza della connessione*

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{cases}$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine

$F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
$F_{v,Rk} =$	6591	43168	13182	$= 5312 N$
	4487	43168	8975	
	5312		<b>5312</b>	

-  $n = 60$

-  $n_{ef} = n^{0,9} = 39,84$

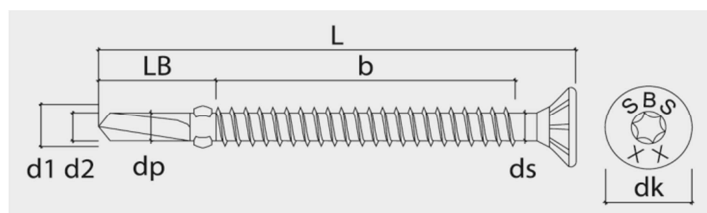
$$F_{v,ef,Rk} = 39,84 \times 5312 \times 2 = 423,28 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rk}} = \frac{144,74}{423,28} = 0,34 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nell' orizzontamento di copertura si adottano viti *SBS 6,3x60* mm, con una spaziatura di 200mm fra i mezzi d'unione.

#### 29.4.4 VERIFICA DELLA CONNESSIONE CON LE PARETI

Il collegamento del cordolo con sezione a C alle pareti avviene per mezzo di viti autoforanti disposte su due file, sul lato orizzontale del profilo.



*Caratteristiche del mezzo d'unione*

*Vite SBS 6,3x60*

L	60	mm	lunghezza
d <sub>1</sub>	6,3	mm	diametro nominale filetto
d <sub>2</sub>	4,9	mm	diametro punta
d <sub>k</sub>	12	mm	diametro testa
d <sub>s</sub>	5,2	mm	diametro gambo
d <sub>p</sub>	5,65	mm	diametro nocciolo

LB	15	mm	lunghezza punta
d	5,72	mm	diametro di calcolo ( $d_s \cdot 1,1$ )

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6}$$

$f_{u,k}$	1000	MPa
$M_{y,Rk}$	27948	Nmm

#### Caratteristiche dei materiali connessi

$s_{legno}$	78	mm	spessore della parete X-Lam
$s_{acciaio}$	6	mm	spessore delle lamiere di acciaio
Spessore	Spessa		Classificazione della lamiera in base al suo spessore

$$\text{Spessore piastra di acciaio} = \begin{cases} s_{acciaio} \leq 0,5 \cdot d ; \text{ sottile} \\ 0,5 \cdot d < s_{acciaio} < 1,0 \cdot d ; \text{ media} \\ s_{acciaio} \geq 1,0 \cdot d ; \text{ spessa} \end{cases}$$

#### Calcolo della capacità laterale

	Spessore minimo lamelle mm	Spessore minimo pannello mm	Profondità di infissione minima mm
$d \leq 8 \text{mm}$	11,44	57,2	57,2

#### SPAZIATURE MINIME

a1	22,88	mm	Spaziatura parallela alla fibra
a2	22,88	mm	Spaziatura perpendicolare alla fibra
a3t	14,3	mm	Distanza dall'estremità sollecitata
a3c	14,3	mm	Distanza dall'estremità sollecitata
a4t	22,88	mm	Distanza dal bordo sollecitato
a4c	22,88	mm	Distanza dal bordo sollecitato

#### Verifica

- Classificazione connessione      Acciaio – Legno  
    Senza preforatura

#### Resistenza ai carichi laterali del pannello X-Lam



- $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6,3^{-0,3} = 23,81 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

#### Resistenza ai carichi assiali

- $t_1 = 6 \text{ mm}$  spessore dal lato della testa della vite
- $t_2 = 39 \text{ mm}$  penetrazione della vite dal lato della punta
- $f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 39,05 \text{ N/mm}^2$
- $\alpha = 0^\circ$
- $f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cdot \cos^2 \alpha} = 26,03 \text{ N/mm}^2$
- $l_{ef} = 33,28 \text{ mm}$

#### 29.4.4.1 Primo orizzontamento

Il collegamento relativo al primo orizzontamento coincide con il collegamento a terra tramite il profilo ad L già verificato.

#### 29.4.4.2 Secondo orizzontamento

Dimensione pannello [cm]	Sollecitazione Tagliante [kN]
60	36,60

- $n = 10$  n° di viti in un metro
- $n_{ef} = n^{0,9} = 7,48$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 34,43 \text{ kN}$

#### Resistenza della connessione

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
$F_{v,Rk} =$	6591	8606	13182	$= 5312 \text{ N}$
	4487	8606	8975	
	5312		<b>5312</b>	

- $n = 10$
- $n_{ef} = n^{0,9} = 7,48$

$$F_{v,ef,Rk} = 7,48 \times 5312 \times 1,2 = 47,70 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rk}} = \frac{36,60}{47,70} = 0,77 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nell' orizzontamento di copertura si adottano viti *SBS 6,3x60* mm, con una spaziatura di 50mm fra i mezzi d'unione.

#### 29.4.4.3 Terzo orizzontamento

<i>Dimensione pannello [cm]</i>	<i>Sollecitazione Tagliante [kN]</i>
60	19,00

- $n = 5$                       n° di viti in un metro
- $n_{ef} = n^{0,9} = 4,08$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 18,45 \text{ kN}$

#### Resistenza della connessione

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
$F_{v,Rk} =$	6591	4612	13182	$= 5312 \text{ N}$
	4487	4612	8975	
	5312		<b>5312</b>	

$$- n = 5$$

$$- n_{ef} = n^{0,9} = 4,08$$

$$F_{v,ef,Rk} = 4,08 \times 5312 \times 1,2 = 26,03 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rk}} = \frac{19,00}{26,03} = 0,73 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nell' orizzontamento di copertura si adottano viti *SBS 6,3x60* mm, con una spaziatura di 100mm fra i mezzi d'unione.

#### 29.4.4.4 Orizzontamento di copertura

<i>Dimensione pannello [cm]</i>	<i>Sollecitazione Tagliante [kN]</i>
60	5,90

$$- n = 5 \quad \text{n}^\circ \text{ di viti in un metro}$$

$$- n_{ef} = n^{0,9} = 4,08$$

$$- F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 18,45 \text{ kN}$$

*Resistenza della connessione*

$$- F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
$F_{v,Rk} =$	6591	4612	13182	$= 5312 \text{ N}$
	4487	4612	8975	
	5312		<b>5312</b>	

-  $n = 5$

-  $n_{ef} = n^{0,9} = 4,08$

$$F_{v,ef,Rk} = 4,08 \times 5312 \times 1,2 = 26,03 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rk}} = \frac{5,90}{26,03} = 0,23 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nell' orizzontamento di copertura si adottano viti *SBS 6,3x60* mm, con una spaziatura di 100mm fra i mezzi d'unione.

## 29.5 VERIFICA DEI MONTANTI

Prima di cominciare la verifica dei montanti è opportuno introdurre il concetto di gerarchia delle resistenze. Con gerarchia delle resistenze si intende un insieme di regole da seguire nella progettazione degli elementi strutturali in base al comportamento ed all'importanza che essi assumono nella costruzione. Si cerca di sfruttare così la duttilità degli elementi di rottura di tipo fragile, come il taglio. Inoltre si vuole che i nodi trave/pilastro rimangano sempre nel campo elastico in quanto difficili da riparare nel caso di danno, mentre si preferisce la rottura di elementi trave rispetto ai pilastri per evitare il collasso.

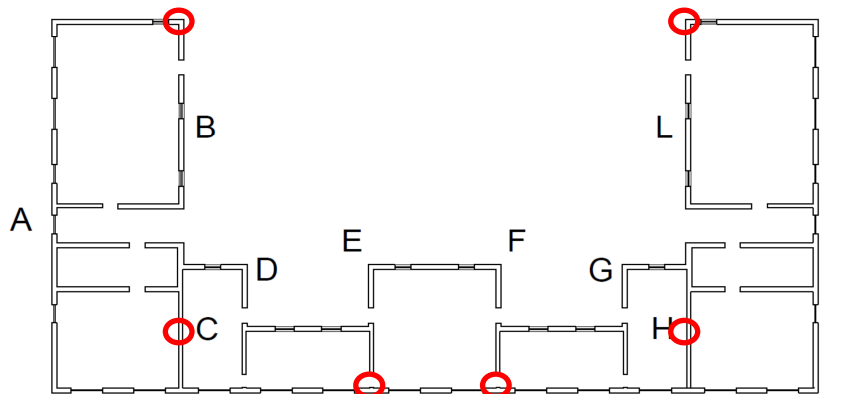
Nel nostro caso ci interessa che la gerarchia delle resistenze preveda: prima la rottura delle connessioni delle pareti con la struttura metallica ed infine il crollo dei montanti.

Per assicurare questo, si calcola lo sforzo di taglio verticale resistente  $F_{i,c,Rk}$ , garantito dalla connessione e lo si somma allo sforzo normale dovuto ai carichi verticali gravanti in combinazione sismica.

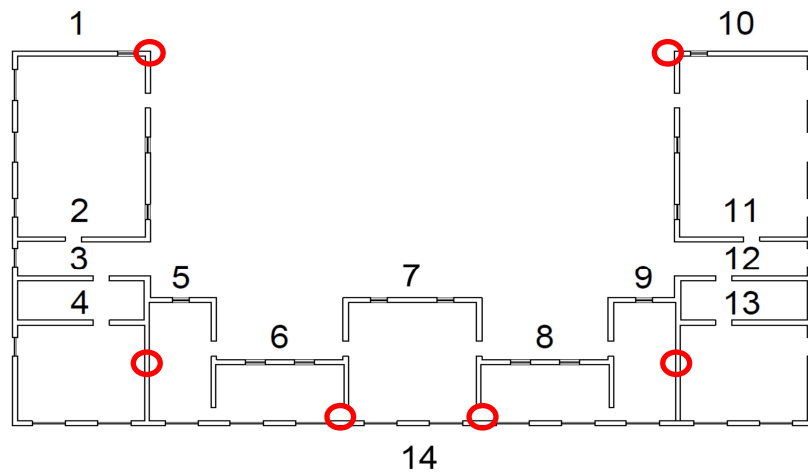
Per la verifica dei montanti si sono scelti quelli maggiormente caricati per ogni tipologia di sezione, così da verificarli per carico massimo di compressione e per instabilità assiale.

- montante con sezione  $\Omega$ : si trova nella parete **C** e **H** ed è compreso tra un'apertura di  $200\text{cm}$  ed un pannello della lunghezza di  $60\text{cm}$ ;
- montante con sezione ad L: si trova nella parete **B** e **L** ed è compreso tra due pannelli della lunghezza di  $60\text{cm}$ ;
- montante con sezione ad T: anche questo pannello si trova nella parete **I4** ed è compreso tra tre pannelli della lunghezza rispettivamente di  $75\text{cm}$ ,  $75\text{cm}$  e  $150\text{cm}$ .

Numerazione delle pareti verticali



Numerazione delle pareti orizzontali



29.5.1 CALCOLO DELLA SOLLECITAZIONE

Per la verifica ci si fa riferimento ai montanti del piano terra.

*Sollecitazione massima per i montanti Omega*

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Pesi portati [kN]</b>	<b>Pesi accidentali [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	0,77	-	-	20,75	21,52
Primo	0,77	43,16	12,00		55,93
Secondo	0,77	43,16	12,00		55,93
Terzo	0,77	43,16	12,00		55,93
Copertura	-	24,56	0		24,56
<b>Combinazione</b>	<b>3,08</b>	<b>154,04</b>	<b>36,00</b>	<b>20,75</b>	<b>213,87</b>

*Sollecitazione massima per i montanti d'angolo*

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Pesi portati [kN]</b>	<b>Pesi accidentali [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	0,77	-	-	20,75	21,52
Primo	0,77	20,10	5,54		26,41
Secondo	0,77	20,10	5,54		26,41
Terzo	0,77	20,10	5,54		26,41
Copertura	-	11,16	0		11,16
<b>Combinazione</b>	<b>3,08</b>	<b>71,46</b>	<b>16,62</b>	<b>20,75</b>	<b>111,91</b>

Sollecitazione massima per i montanti a T

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Pesi portati [kN]</b>	<b>Pesi accidentali [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	1,27	-	-	30,75	32,02
Primo	1,27	24,46	12,22		37,95
Secondo	1,27	24,46	12,22		37,95
Terzo	1,27	24,46	12,22		37,95
Copertura	-	16,50	0		30,00
<b>Combinazione</b>	<b>5,08</b>	<b>89,88</b>	<b>36,66</b>	<b>30,75</b>	<b>162,37</b>

La capacità resistente del collegamento delle pareti al piano terra è pari a:

- H = 3280 mm
- $F_{f,Rd} = 6,374$  kN

$$F_{c,Rk} = F_{t,Rk} = n^{\circ} \cdot F_{f,Rd}$$

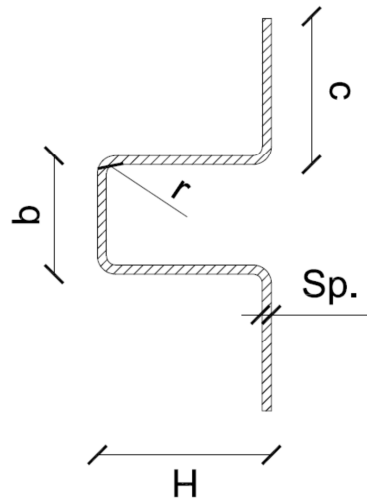
<b>Orizzontamento</b>	<b>n° mezzi d'unione</b>	<b>Resistenza della connessione [kN]</b>
<i>Primo</i>	45	286,83
<i>Secondo</i>	39	223,10
<i>Terzo</i>	26	165,73
<i>Copertura</i>	21	133,86

### 29.5.2 VERIFICA DEI MONTANTI OMEGA

Essendo minore la resistenza per compressione dei montanti rispetto alla loro resistenza a trazione, la verifica viene condotta per collasso a compressione dei montanti.

*Caratteristiche geometriche:*

- $b = 90 \text{ mm}$
- $H = 83 \text{ mm}$
- $c = 120 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 2832 \text{ mm}^2$
- $P = 22,23 \text{ kg/m}$
- $J_{xx} = 2866441 \text{ mm}^4$
- $W_x = 56498 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,x} = 173353 \text{ mm}^3$
- $I_x = 31,81 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 28730124 \text{ mm}^4$
- $W_y = 180692 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,y} = 259794 \text{ mm}^3$
- $I_y = 100,72 \text{ mm}$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 510 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$



#### 29.5.2.1 Sforzo normale

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Flangia superiore</i>		
$b = b_p$	70	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	



<i>Anime</i>		
H = b <sub>p</sub>	83	mm
ψ	1	
k <sub>σ,1</sub>	4	

<i>Flange</i>		
c = b <sub>p</sub>	100	mm
ψ	1	
k <sub>σ,2</sub>	0,43	

k <sub>σ,max</sub>	4
λ <sub>p,max</sub>	0,299
λ <sub>e,max</sub>	0,299
λ <sub>e0</sub>	0,673
λ <sub>e</sub> /λ <sub>e0</sub>	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 958,97 \text{ kN} < N_{Ed} = 213,87 + 809,52 = 1023,39 \text{ kN}$$

**NONVERIFICATO**

L'effettiva verifica si rimanda al capitolo successivo in cui l'utilizzo dell'analisi dinamica lineare permetterà una migliore comprensione del funzionamento della struttura e quindi un'ulteriore ottimizzazione delle connessioni.

#### 29.5.2.2 Instabilità per sforzo normale centrato

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che a struttura completata, al montante in acciaio, sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange della sezione Ω, c = 120mm.

Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:

$E_{\text{acciaio}}$	210000 MPa
$E_{\text{X-Lam}}$	12000 MPa
$n$	0,057143
$f_u$	430 MPa
$f_{yb}$	355 MPa
$f_{ya}$	355 MPa
<hr/>	
Lunghezza	3,28 m
$A$	3835,2 mmq
$J_x$	3704905 mm4
$W_x$	56498 mmc
$W_{pl,x}$	173353 mmc
$I_x$	31,08 mm
$J_y$	55276341 mm4
$W_y$	180692 mmc
$W_{pl,y}$	180692 mmc
$I_y$	120,05 mm

Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:

	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
<b>L [m]</b>	3,28	3,28
<b>Lcr [mm]</b>	1640	1640
<b>Ncr [N]</b>	2855015	42596178
$\lambda$	0,69056	0,17878
$\alpha$	0,49	0,49
$\Phi$	0,8586	0,5107
$\chi$	0,730	1

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 947,24 \text{ kN} < N_{Ed} = 213,87 + 809,52 = 1023,39 \text{ kN}$$

**VERIFICATO**

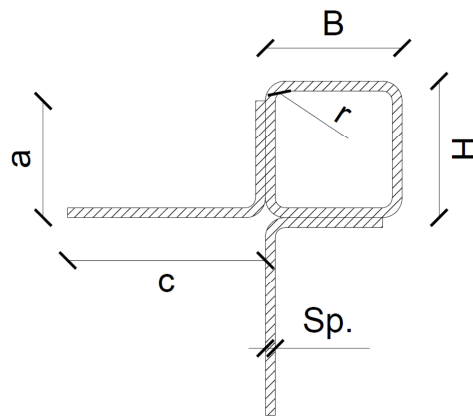
L'effettiva verifica si rimanda al capitolo successivo in cui l'utilizzo dell'analisi dinamica lineare permetterà una migliore comprensione del funzionamento della struttura e quindi un'ulteriore ottimizzazione delle connessioni.

### 29.5.3 VERIFICA DEI MONTANTI D'ANGOLO

Essendo minore la resistenza per compressione dei montanti rispetto alla loro resistenza a trazione, la verifica viene condotta per collasso a compressione dei montanti.

*Caratteristiche geometriche:*

- $B = 83 \text{ mm}$
- $H = 83 \text{ mm}$
- $a = 71 \text{ mm}$
- $c = 120 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 3935 \text{ mm}^2$
- $P = 30,89 \text{ kg/m}$
- $x_g = 131,64 \text{ mm}$
- $y_g = 11,64 \text{ mm}$
- $J_{xx} = 8370064 \text{ mm}^4$
- $I_x = 46,12 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 8370064 \text{ mm}^4$
- $I_y = 46,12 \text{ mm}$
- $J_{xy} = 2146176 \text{ mm}^4$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$



#### 29.5.3.1 Sforzo normale

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Anime verticale</i>		
$b = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Anime orizzontale</i>		
$H = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Flange</i>		
$c = b_p$	120	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,2}$	0,43	

$k_{\sigma,max}$	4
$\lambda_{p,max}$	0,299
$\lambda_{e,max}$	0,299
$\lambda_{e0}$	0,673
$\lambda_c/\lambda_{e0}$	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 1330 \text{ kN} > N_{Ed} = 111,91 + 809,52 = 921,43 \text{ kN} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

### 29.5.3.2 Instabilità per sforzo normale centrato

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che a struttura completata, al montante in acciaio, sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange del profilo saldato ad L,  $c = 120\text{mm}$ .

*Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:*

$E_{\text{acciaio}}$	210000 MPa
$E_{\text{X-Lam}}$	12000 MPa
$n$	0,057143
$f_u$	430 MPa
$f_{yb}$	355 MPa
$f_{ya}$	355 MPa
<hr/>	
Lunghezza	3,5 m
$A$	5187 mmq
$J_x$	11553787 mm4
$J_y$	14543118 mm4

*Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:*

	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
<b>L [m]</b>	3,28	3,28
<b>Lcr [mm]</b>	1640	1640
<b>Ncr [N]</b>	8479425	10673321
<b><math>\lambda</math></b>	0,46600	0,41535
<b><math>\alpha</math></b>	0,49	0,49
<b><math>\Phi</math></b>	0,6737	0,6390
<b><math>\chi</math></b>	0,8618	0,8891

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 1511,32 \text{ kN} > N_{Ed} = 111,91 + 809,52 = 921,43 \text{ kN}$$

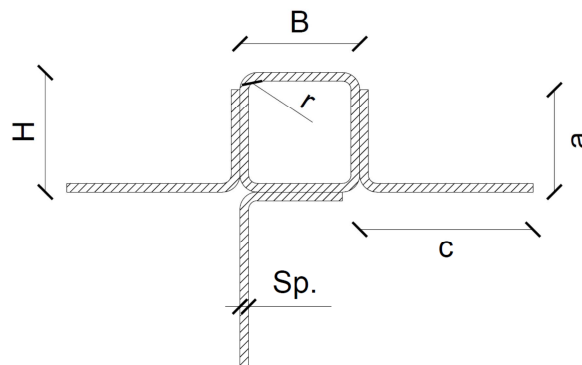
**VERIFICATO**

### 29.5.4 VERIFICA DEI MONTANTI A T

Essendo minore la resistenza per compressione dei montanti rispetto alla loro resistenza a trazione, la verifica viene condotta per collasso a compressione dei montanti.

Caratteristiche geometriche:

- $B = 83 \text{ mm}$
- $H = 83 \text{ mm}$
- $a = 71 \text{ mm}$
- $c = 120 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 5000 \text{ mm}^2$
- $P = 39,25 \text{ kg/m}$
- $x_g = 155,93 \text{ mm}$
- $y_g = 12,48 \text{ mm}$
- $J_{xx} = 8807666 \text{ mm}^4$
- $I_x = 41,97 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 20702380 \text{ mm}^4$
- $I_y = 64,35 \text{ mm}$
- $J_{xy} = 2013046 \text{ mm}^4$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$



#### 29.5.4.1 Sforzo normale

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Anime verticale</i>		
$b = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Anime orizzontale</i>		
H = b <sub>p</sub>	83	mm
ψ	1	
k <sub>σ,1</sub>	4	

<i>Flange</i>		
c = b <sub>p</sub>	120	mm
ψ	1	
k <sub>σ,2</sub>	0,43	

k <sub>σ,max</sub>	4
λ <sub>p,max</sub>	0,299
λ <sub>e,max</sub>	0,299
λ <sub>e0</sub>	0,673
λ <sub>e</sub> /λ <sub>e0</sub>	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 1398 \text{ kN} > N_{Ed} = 162,37 + 809,52 = 971,89 \text{ kN} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

#### 29.5.4.2 Instabilità per sforzo normale centrato

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che a struttura completata, al montante in acciaio, sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange del profilo saldato ad L,  $c = 120\text{mm}$ .

*Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:*

E <sub>acciaio</sub>	210000 MPa
E <sub>X-Lam</sub>	12000 MPa
n	0,057143
f <sub>u</sub>	430 MPa

$f_{yb}$	355 MPa
$f_{ya}$	355 MPa
Lunghezza	3,5 m
A	6856 mm <sup>2</sup>
$J_x$	13032076 mm <sup>4</sup>
$J_y$	35586724 mm <sup>4</sup>

Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:

	X-X	Y-Y
<b>L [m]</b>	3,28	3,28
<b>Lcr [mm]</b>	1640	1640
<b>Ncr [N]</b>	9564354	26117407
$\lambda$	0,50447	0,30528
$\alpha$	0,49	0,49
$\Phi$	0,702	0,572
$\chi$	0,8405	0,946

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 1948,33 \text{ kN} > N_{Ed} = 162,37 + 809,52 = 971,89 \text{ kN} \text{ **VERIFICATO**}$$



---

## 29.6 VERIFICA DEI PANNELLI DI LEGNO CONTROVENTANTI

La verifica per ingobbamento per taglio dei pannelli in legno X-Lam controventanti, può essere trascurata secondo quanto previsto dall'EC5-1-1 §9.2.4.2(11) in cui si stabilisce che tale verifica può essere ritenuta soddisfatta se il rapporto  $b_{net}/t \leq 100$ .

- $b_{net,max} = 2500$  mm , massima distanza libera tra due montanti;
- $t = 78$  mm , spessore del pannello controventante.

$$\frac{b_{net,max}}{t} = \frac{2500}{78} = 32 \quad \text{VERIFICATO}$$

## 30 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.

Per fare tutto questo si è reso necessario la realizzazione di un modello agli elementi finiti della struttura che meglio rappresentasse la connessione dei pannelli controventanti in X-Lam con la struttura in metallo.

La realizzazione di un modello FEM comprensivo dei mezzi d'unione per l'intero edificio sarebbe stato troppo oneroso dal punto di vista computazionale, rendendo poco maneggiabile e comprensibile il risultato finale. Per rendere quindi più semplice e comprensibile il modello si sono dovute eseguire delle forti semplificazioni passando per un modello di validazione.

Per meglio comprendere il comportamento della struttura si sono realizzati 4 diversi modelli:

- un primo modello in cui è stato realizzato il modello della sola struttura in elevazione e come vincoli alla base dei montanti si sono utilizzate delle cerniere;
- tre modelli in cui è stata rappresentata anche la platea di fondazione su cui è stato applicato un *supporto alla winkler pari a*  $k = 8, 10, 12 \text{ kg/cm}^3$ .

L'utilizzo di 3 diversi coefficienti di winkler è servito per constatare se esistessero cambiamenti di sollecitazione nella struttura al variare di  $k$ , questo perchè documenti tecnici ne indicavano un valore approssimativo di  $k = 8 - 12 \text{ kg/m}^3$ .

### 30.1 CONVALIDA DEL MODELLO FEM

Per la convalida del modello FEM si è realizzato un modello che comprendesse:

- due montanti standard, con sezione ad  $\Omega$ , modellati con 28 elementi beam per un'altezza complessiva pari ad un piano (3,28m);
- la parete controventante realizzata con elementi quad4;
- trave e profilo inferiore ad L realizzati 4 con elementi beam per una larghezza complessiva di 60cm;
- mezzi d'unione (viti autoforanti) realizzati tramite elementi connection.

I montanti sono vincolati alla base con cerniere, mentre la trave ed il profilo ad L alla base presentano degli end release rotazionali nei nodi di collegamento con i montanti, così da rappresentare più verisimilmente possibile il loro reale collegamento ai montanti.

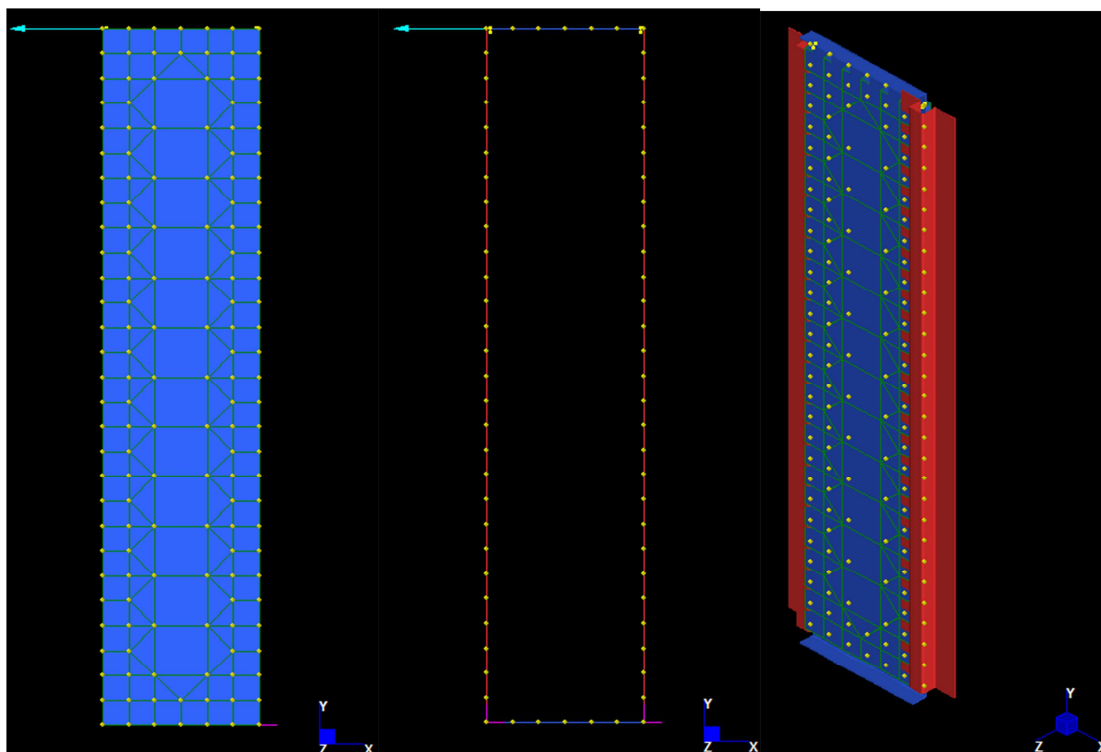
Per il calcolo della rigidezza tagliante da attribuire agli elementi connection, per una fedele rappresentazione della connessione, si è fatto riferimento all'EC5-1-1, §7.1, in cui viene indicato il valore  $K_{ser}$  che indica il modulo di scorrimento o rigidezza a taglio del mezzo d'unione.

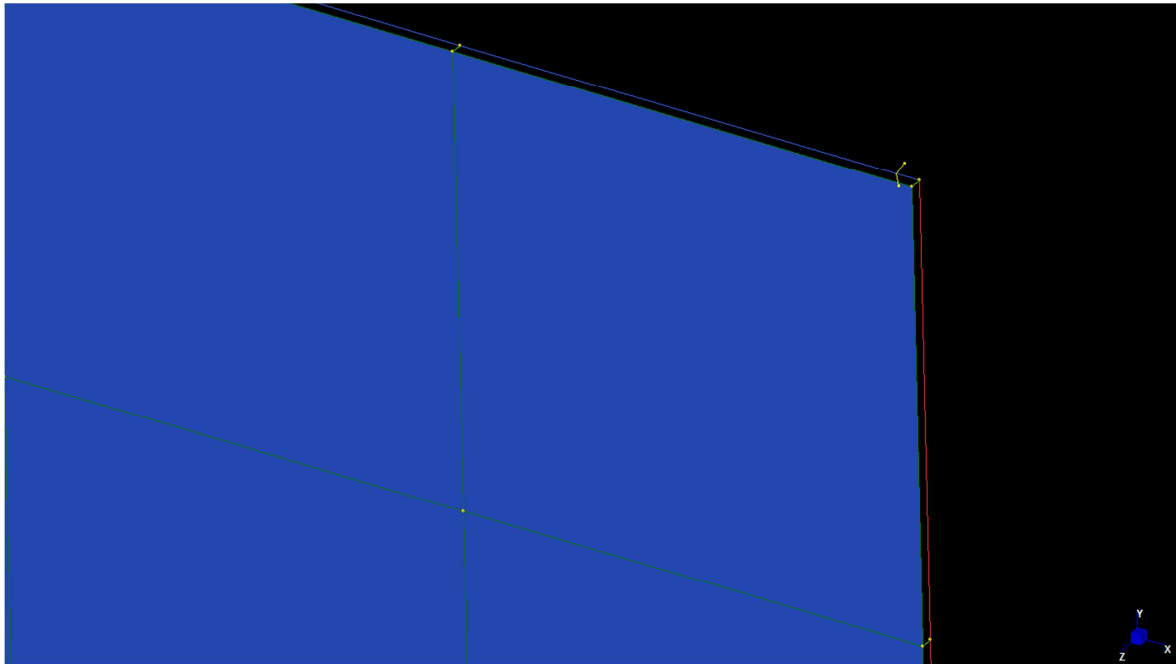
**Valori di  $K_{ser}$  per mezzi di unione e connettori in N/mm, nelle connessioni legno-legno e pannello a base di legno-legno**

Tipo di mezzo di unione	$K_{ser}$
Spinotti Bulloni con o senza gioco <sup>a)</sup> Viti Chiodi (con preforatura)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Chiodi (senza preforatura)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Cambrette	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Connettori ad anello aperto di tipo A secondo EN 912 Connettori a tassello di tipo B secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Connettori a piastra dentata:	
- Connettori dei tipi da C1 a C9 secondo EN 912	$1,5 \rho_m d_c / 4$
- Connettori dei tipi C10 e C11 secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$

a) Si raccomanda che il gioco sia aggiunto separatamente alla deformazione.

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} = \frac{490^{1,5} \times 5,2}{23} = 2452 \text{ N/mm}$$



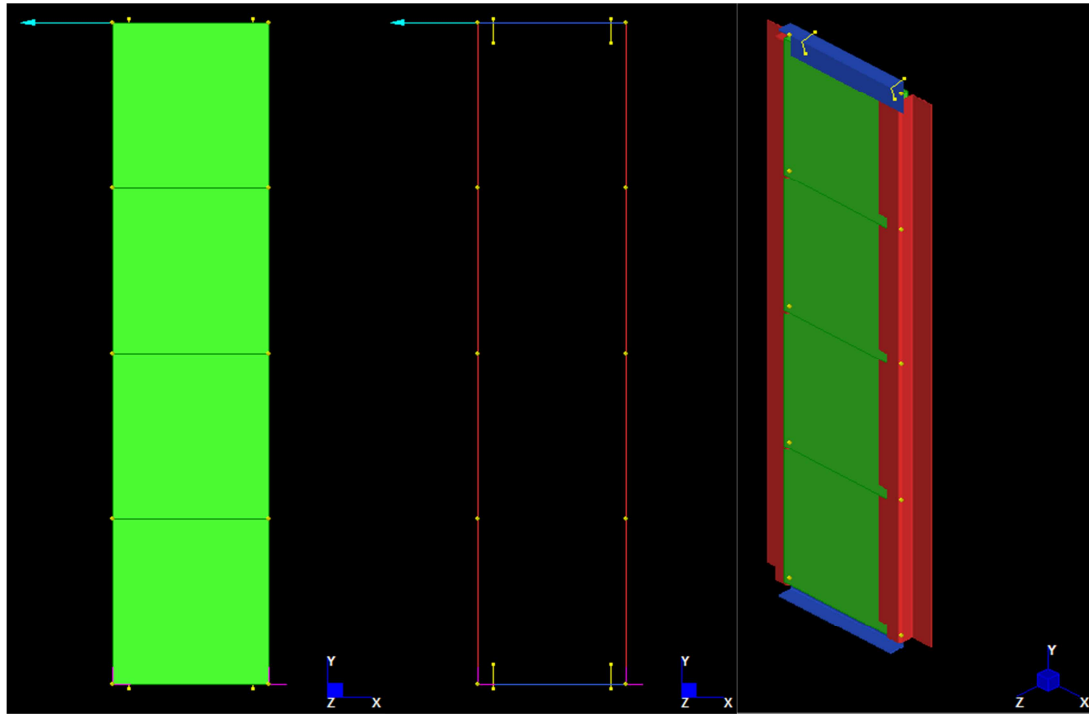


*Figura 107: Immagini esplicative del modello FEM di convalida*

Il modello semplificato che sarà convalidato ed in base al quale si realizzerà il modello completo è invece composto:

- da due montanti, questa volta suddivisi in 4 elementi beam;
- da due elementi beam, uno superiore ed uno inferiore che rappresentano la trave ed il profilo ad L;
- ed infine il pannello di controventamento che è rappresentato da 4 quad4.

A differenza del modello precedente di convalida, in quest'ultimo modello non sono presenti gli elementi connection che rappresentano i mezzi d'unione ed il tutto risulta meno discretizzato. Sono invece presenti gli stessi vincoli alla base dei montanti e gli end release rotazionali nei nodi di collegamento tra montanti e trave/profilo a L.



*Figura 108: Immagini del modello FEM semplificato*

Per rendere quindi i due modelli simili si è applicata una forza di 100 kN all'estremo in alto a sinistra del telaio metallico e si sono valutati gli spostamenti. Allo stesso modo si è fatto con il modello discretizzato andando a variare il modulo elastico dei quad4 costituenti il pannello di controventamento finché i valori di spostamento non fossero stati sufficientemente simili.

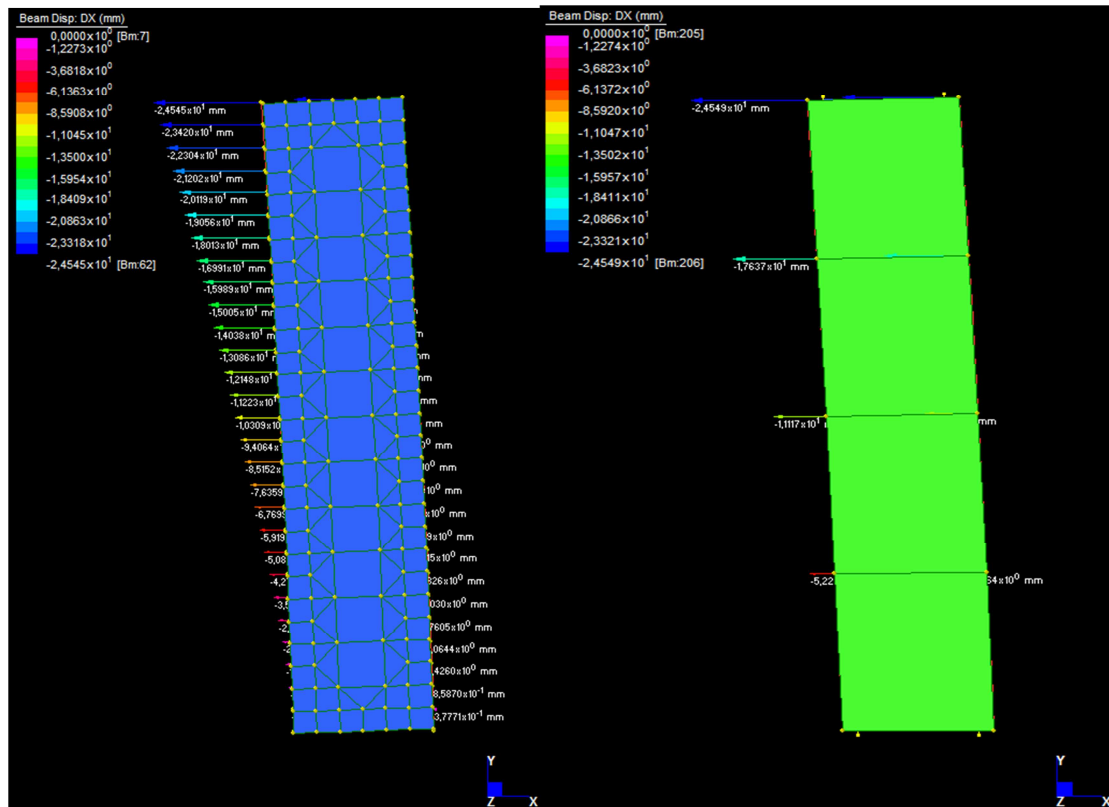


Figura 109: Contour degli spostamenti dei due modelli FEM, modello di convalida e modello semplificato

Applicando un modulo elastico  $E = 815 \text{ MPa}$ , anziché  $E = 12000 \text{ MPa}$ , si ottiene uno spostamento  $d_x = 24,549 \text{ mm}$  che differisce dallo spostamento del modello “reale”, pari a  $d_x = 24,545 \text{ mm}$ , dello **0,016%**.

È ora possibile realizzare il modello completo della struttura senza necessariamente modellare i mezzi d'unione, il quale contributo è già conteggiato attraverso la riduzione del modulo elastico dei pannelli controventanti.

## 30.2 MODELLI FEM

### 30.2.1 MODELLO CON CERNIERE ALLA BASE

Come descritto precedentemente, il modello FEM dell'intero edificio è realizzato modellando montanti e travi con elementi beam, mentre i pannelli di legno X-Lam sono modellati tramite 4 plate per piano con un modulo elastico equivalente  $E_{eq.} = 815 \text{ MPa}$ .

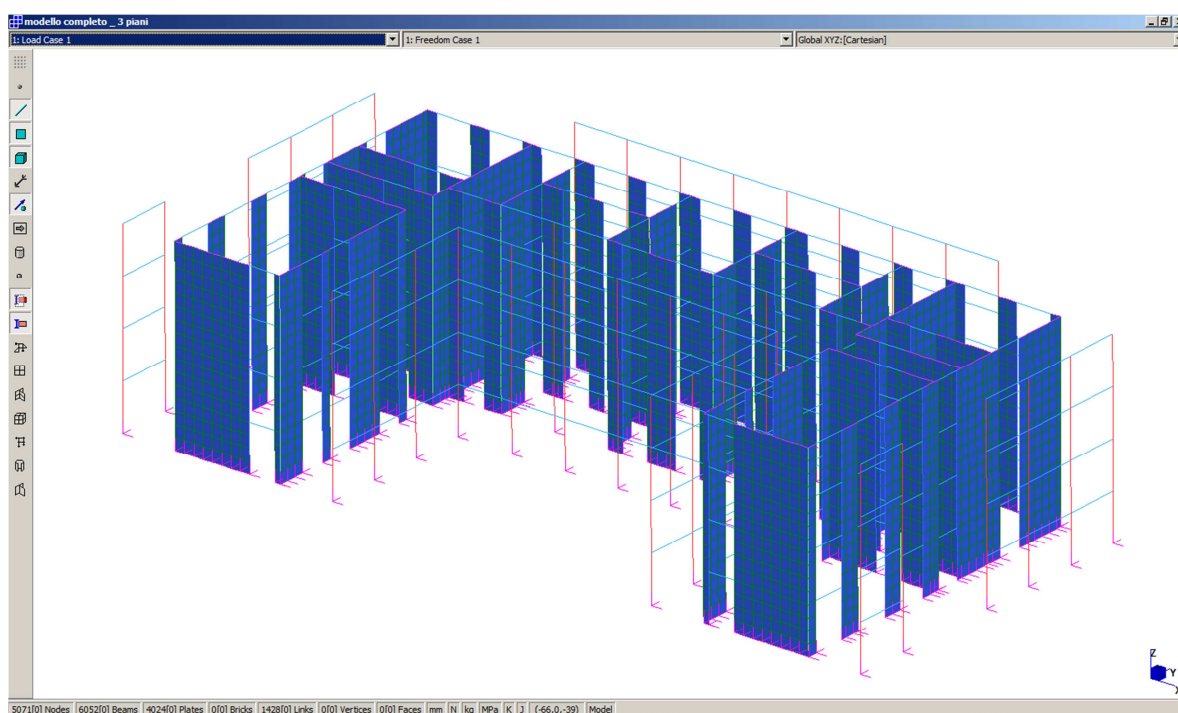
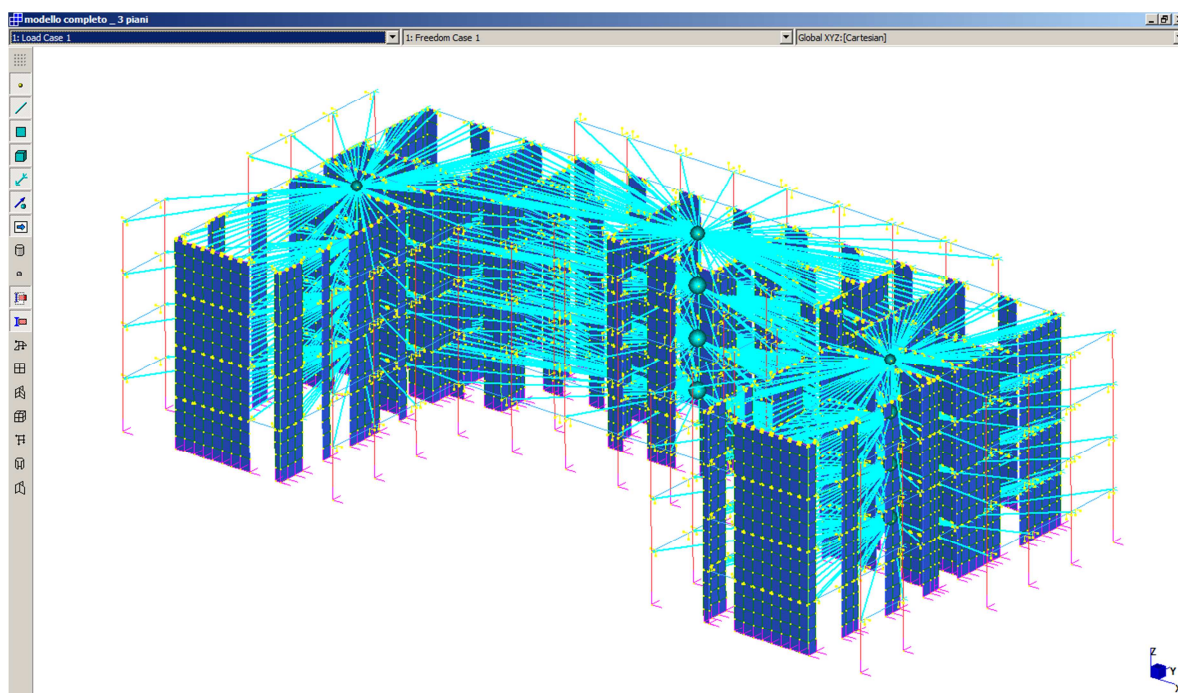
I solai sono considerati come infinitamente rigidi nel loro piano e quindi la loro schematizzazione è stata ottenuta tramite dei rigid link che risultano rigidi nel piano XY, piano del solaio in X-Lam.

Data la forma a C dell'edificio, la massa collaborante al sisma è stata suddivisa ed applicata in 3 differenti aree dell'edificio, che coincidono con le due flange e l'anima della C. La massa partecipante al sisma di queste tre aree è stata calcolata tramite la combinazione indicata nel D.M. 14/01/2008 ed applicata nei rispettivi 3 baricentri.

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

AREE	SOLAIO	MASSA [KN]
<b>Flangia Sud – Est</b>	<i>Interpiano</i>	2095
	<i>Di copertura</i>	1145
<b>Anima Nord - Est</b>	<i>Interpiano</i>	2850
	<i>Di copertura</i>	1865
<b>Flangia Nord – Ovest</b>	<i>Interpiano</i>	2095
	<i>Di copertura</i>	1145

La massa partecipante complessiva dell'edificio è pari a **25275 kN**.





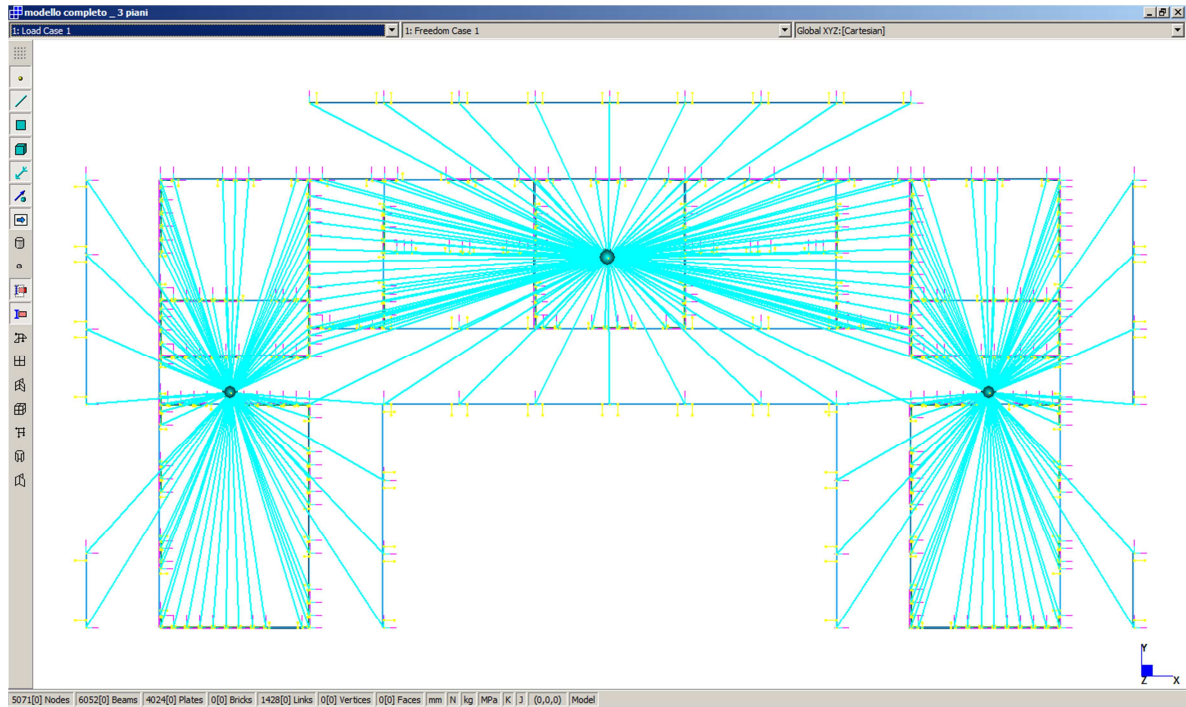
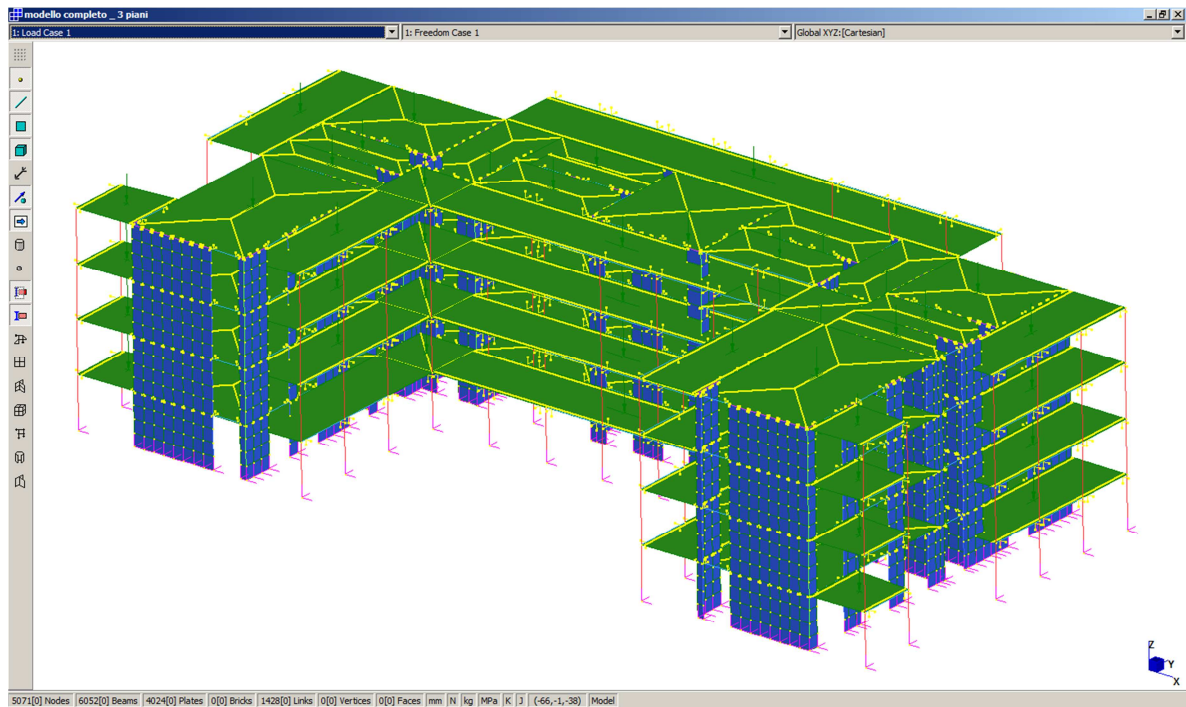
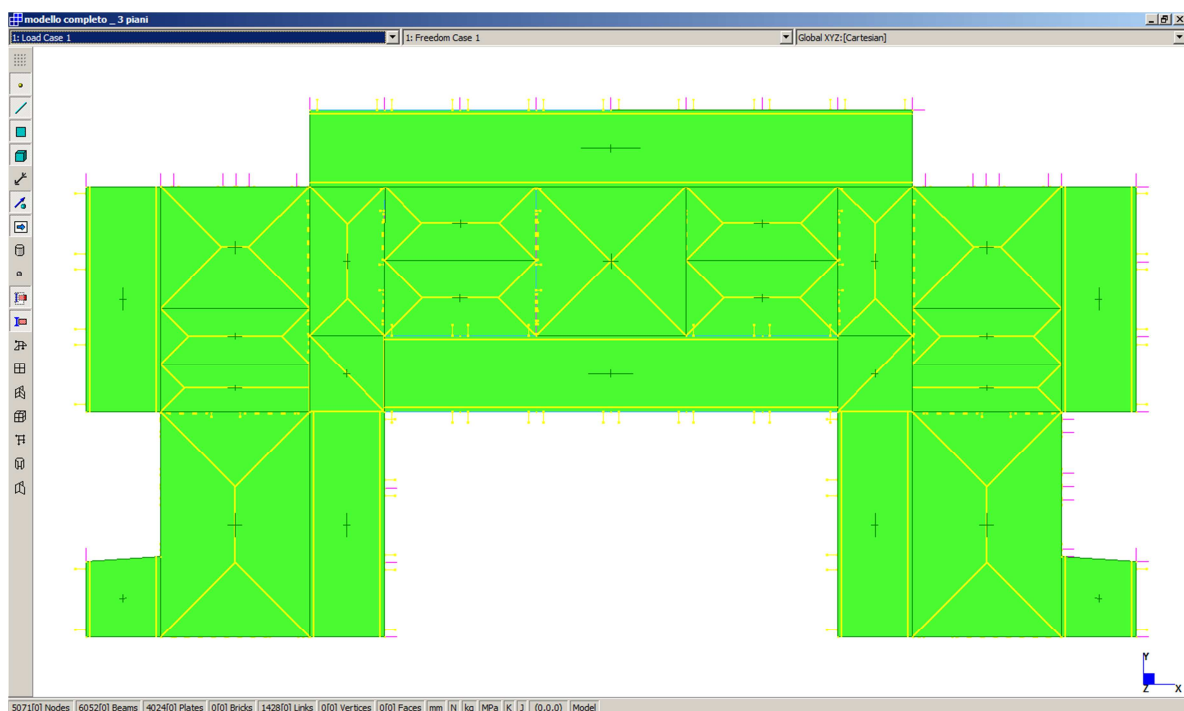


Figura 110: Viste diametriche e dall'alto del modello completo con cerniere alla base

Per sovrapporre le sollecitazioni sismiche a quelle statiche si sono poi aggiunti elementi patch load carichi con la combinazione sismica dei carichi verticali.

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





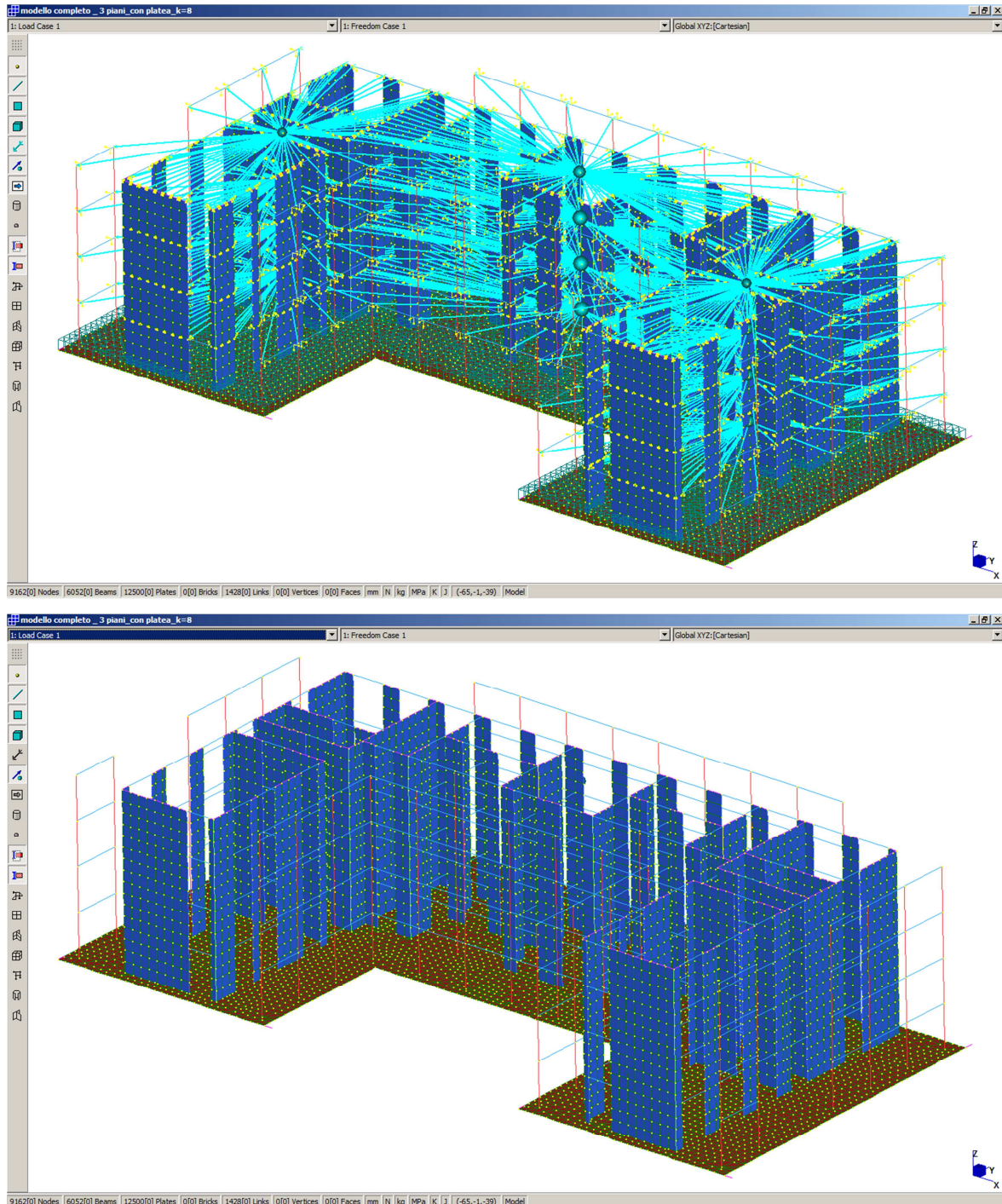
*Figura 111: Vista diametrica e dall'alto del modello completo con cerniere alla base e patch load*

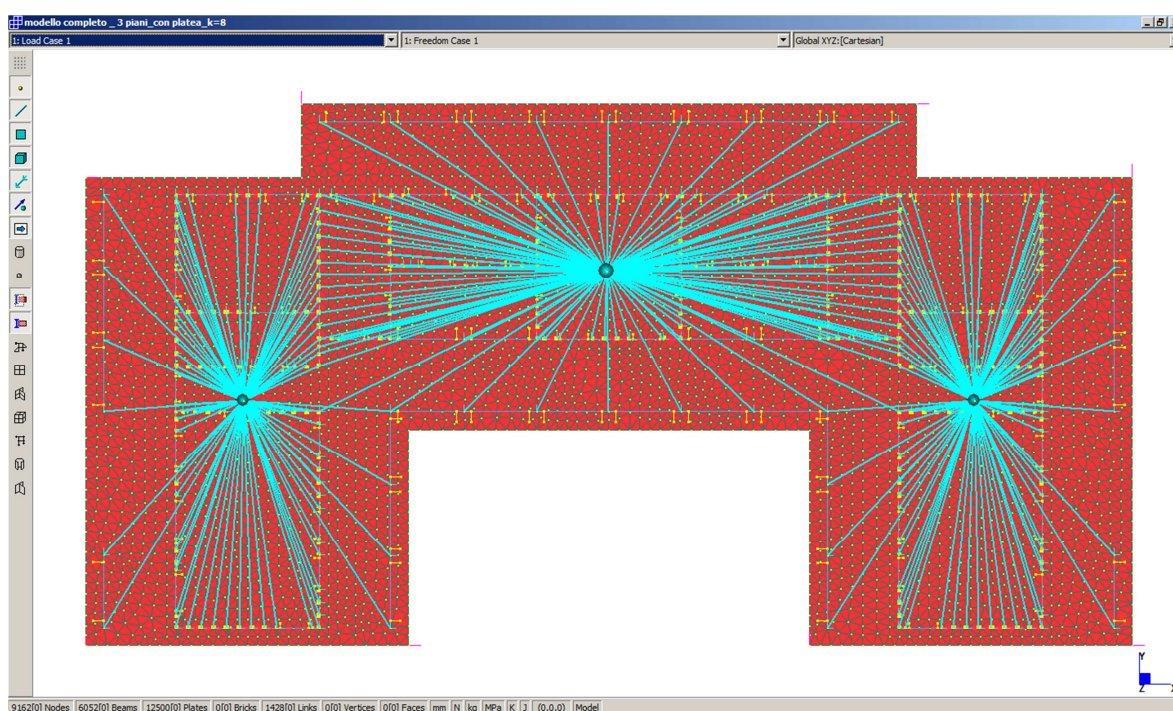
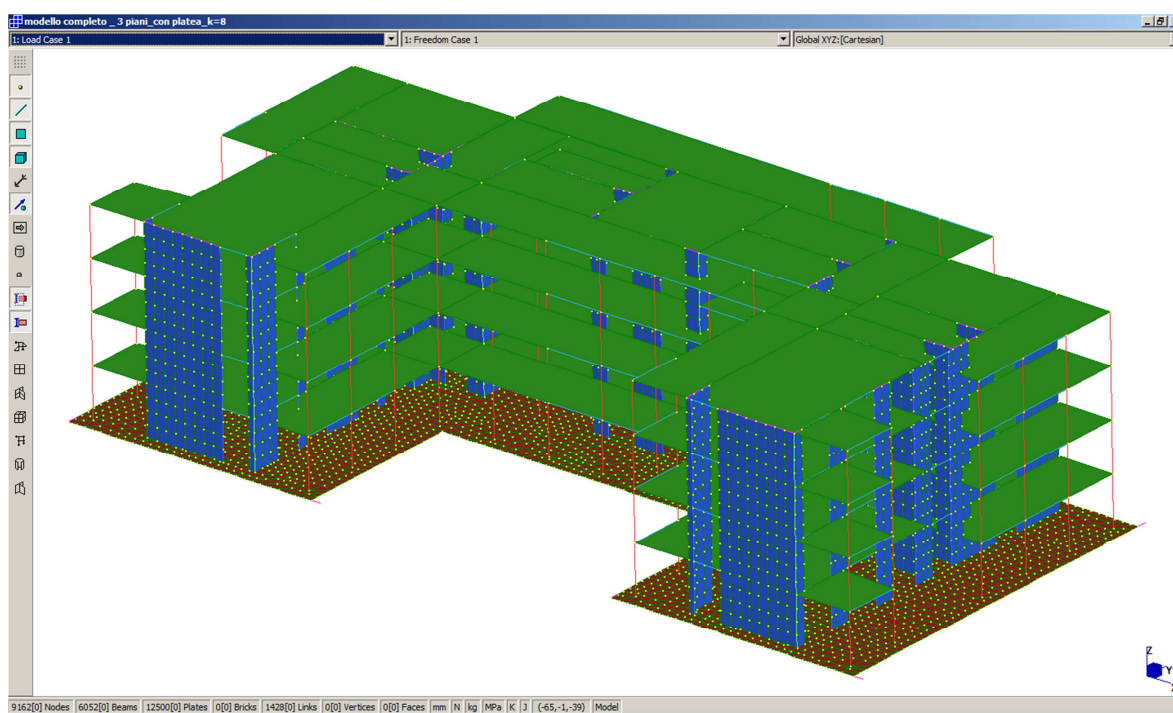
Il modello FEM così composto comprende:

- 5071 nodi
- 6052 beam
- 4024 plate quad4
- 1428 rigid link

### 30.2.2 MODELLO CON PLATEA

La differenza dal modello precedentemente illustrato consiste nella modellazione della platea di fondazione, alla quale viene applicato un supporto alla winkler.





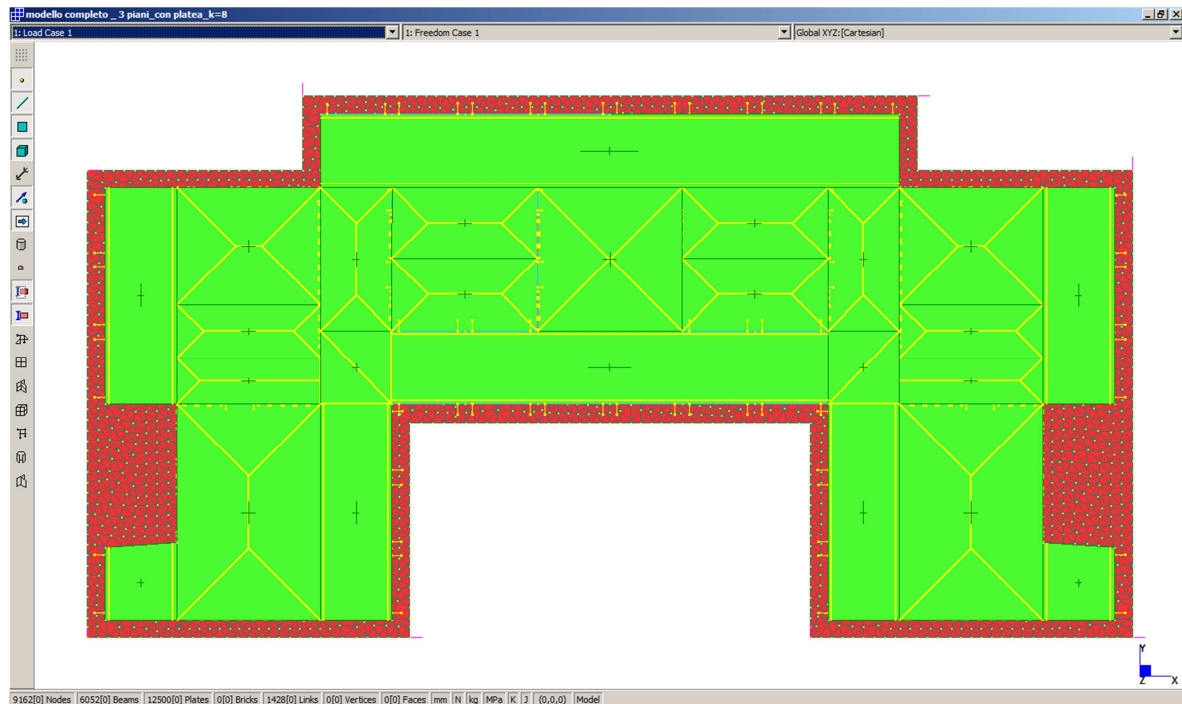


Figura 112: Viste diametriche e dall'alto del modello completo con platea

### 30.3 ANALISI MODALE

Attraverso l'analisi modale si sono determinati i modi di vibrare della struttura. Nell'immagine che segue sono riportati i risultati del software FEM, ovvero le frequenze e le masse partecipanti dei quattro modelli realizzati. Qui di seguito si vedono i risultati: del modello senza platea e con cerniere alla base dei montanti, al di sotto di quest'ultimi troviamo i risultati rispettivamente dei modelli con platea con coefficiente di winkler pari a  $k_1 = 8 \text{ kg/cm}^3$ ,  $k_2 = 10 \text{ kg/cm}^3$  e  $k_3 = 12 \text{ kg/cm}^3$ .

Straus7 [2.4.4]: C:\Documents and Settings\zz18\Desktop\modello completo \_ 3 pi

Natural Frequency Analysis  
 25521 Equations  
 1622 Maximum Bandwidth End of Solution  
 193 Average Bandwidth  
 12 Modes

MODE	FREQUENCY (Hz)	MODAL MASS (Eng)	MODAL STIFF (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)
1	1.3320E+00	8.7636E+02	6.1382E+04	77.997	0.005
2	1.4192E+00	1.2042E+03	9.5756E+04	0.006	83.561
3	1.7270E+00	4.1379E+02	4.8724E+04	3.342	0.001
4	4.2920E+00	1.1442E+03	8.3213E+05	14.864	0.003
5	4.3822E+00	1.3594E+03	1.0306E+06	0.004	13.217
6	5.3324E+00	4.4119E+02	4.9524E+05	0.309	0.000
7	7.6823E+00	1.5750E+03	3.6696E+06	0.000	2.443
8	7.8080E+00	1.3831E+03	3.3288E+06	2.642	0.000
9	9.3482E+00	5.5122E+02	1.9017E+06	0.028	0.000
10	1.0112E+01	1.5084E+03	6.0895E+06	0.000	0.483
11	1.0414E+01	1.3040E+03	5.5835E+06	0.515	0.000
12	1.2283E+01	4.6655E+02	2.7789E+06	0.002	0.000
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS				99.708	99.715

5071 Nodes 6052 Beams 4024 Plates 0 Bricks 1428 Links End of Solution

The image displays three screenshots of a software interface showing the results of a Natural Frequency Analysis. Each screenshot shows a table of modal data and a summary of total mass participation factors.

**Model 1 (Top Left):** 13 Modes. Total Mass Participation Factors: 99.327 (PF-X), 99.353 (PF-Y).

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)
1	1.3517E+00	8.5488E+02	6.1642E+04	76.186	0.005
2	1.4479E+00	1.1563E+03	9.5695E+04	0.007	81.425
3	1.7645E+00	3.9869E+02	4.9007E+04	3.194	0.004
4	4.4566E+00	1.1266E+03	8.8340E+05	15.406	0.004
5	4.5460E+00	1.3291E+03	1.0844E+06	0.005	13.934
6	5.5324E+00	4.3085E+02	5.2061E+05	0.323	0.001
7	7.8674E+00	1.5756E+03	3.8500E+06	0.000	3.149
8	8.0011E+00	1.3726E+03	3.4690E+06	3.340	0.000
9	9.5749E+00	5.6017E+02	2.0275E+06	0.035	0.000
10	1.0214E+01	1.4598E+03	6.0128E+06	0.000	0.791
11	1.0520E+01	1.3566E+03	5.9268E+06	0.822	0.000
12	1.2415E+01	5.9972E+02	3.6491E+06	0.003	0.000
13	1.5678E+01	6.2414E-01	6.0565E+03	0.006	0.039

**Model 2 (Top Right):** 13 Modes. Total Mass Participation Factors: 99.326 (PF-X), 99.337 (PF-Y).

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)
1	1.3525E+00	8.5427E+02	6.1694E+04	76.177	0.006
2	1.4486E+00	1.1563E+03	9.5792E+04	0.007	81.428
3	1.7652E+00	3.9872E+02	4.9048E+04	3.204	0.004
4	4.4569E+00	1.1265E+03	8.8339E+05	15.405	0.004
5	4.5464E+00	1.3289E+03	1.0844E+06	0.005	13.931
6	5.5329E+00	4.3075E+02	5.2059E+05	0.323	0.001
7	7.8678E+00	1.5760E+03	3.8514E+06	0.000	3.150
8	8.0016E+00	1.3724E+03	3.4690E+06	3.341	0.000
9	9.5757E+00	5.6010E+02	2.0275E+06	0.035	0.000
10	1.0215E+01	1.4606E+03	6.0166E+06	0.000	0.791
11	1.0520E+01	1.3575E+03	5.9312E+06	0.822	0.000
12	1.2416E+01	6.0046E+02	3.6541E+06	0.003	0.000
13	1.5687E+01	5.7848E-01	5.6199E+03	0.003	0.022

**Model 3 (Bottom):** 12 Modes. Total Mass Participation Factors: 99.323 (PF-X), 99.315 (PF-Y).

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)
1	1.3531E+00	8.5409E+02	6.1733E+04	76.169	0.006
2	1.4491E+00	1.1564E+03	9.5868E+04	0.007	81.430
3	1.7656E+00	3.9880E+02	4.9080E+04	3.212	0.004
4	4.4569E+00	1.1265E+03	8.8339E+05	15.404	0.004
5	4.5465E+00	1.3288E+03	1.0843E+06	0.005	13.929
6	5.5330E+00	4.3078E+02	5.2058E+05	0.323	0.001
7	7.8679E+00	1.5761E+03	3.8518E+06	0.000	3.150
8	8.0017E+00	1.3724E+03	3.4689E+06	3.342	0.000
9	9.5757E+00	5.5931E+02	2.0247E+06	0.035	0.000
10	1.0215E+01	1.4620E+03	6.0224E+06	0.000	0.791
11	1.0520E+01	1.3560E+03	5.9245E+06	0.824	0.000
12	1.2416E+01	5.7495E+02	3.4989E+06	0.001	0.000

Dal confronto delle frequenze modali dei tre modelli si evince che semplificando il vincolo alla base con delle cerniere si ottiene un'ottima approssimazione, dato la minima differenza tra il modello senza platea ed i modelli con la platea schematizzata. Si può notare inoltre come il variare del coefficiente di winkler non incida sulle frequenze proprie di vibrare dell'edificio.

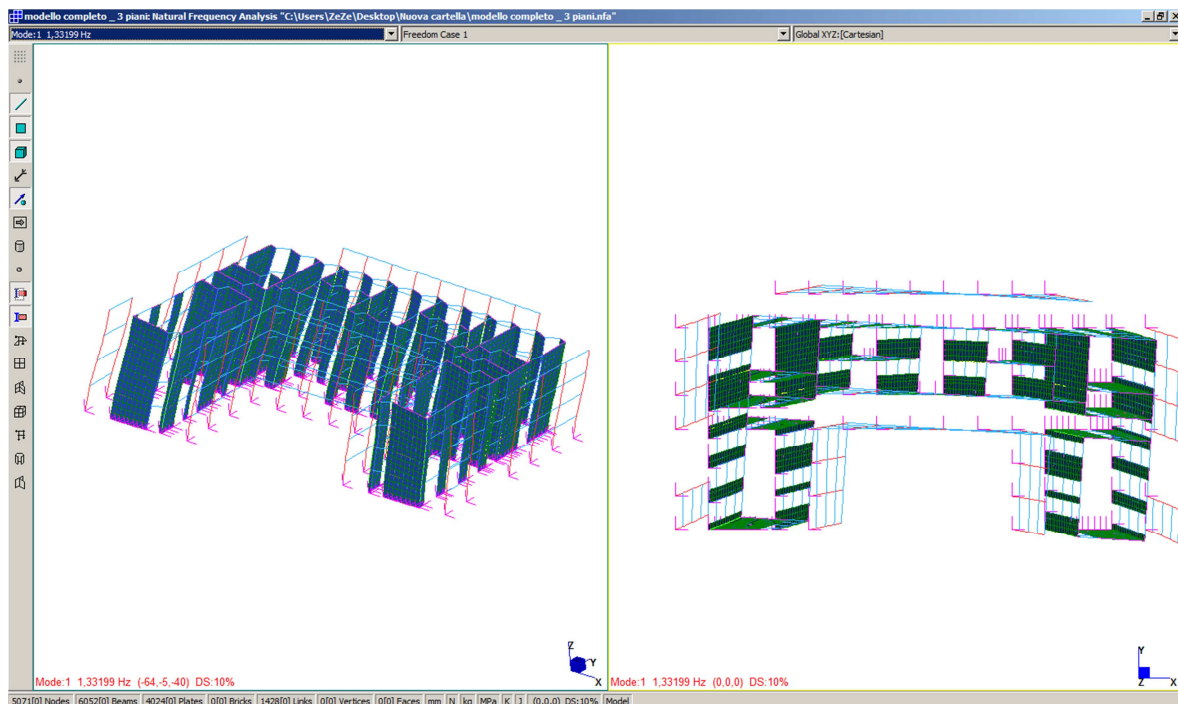
Analizzando i dati relativi alla massa partecipante si può notare come, anche in questo caso, vi sia un'ottima corrispondenza nei valori ottenuti dai modelli con la platea e dal modello senza la platea.

Nonostante si registrino delle leggere differenze nei valori delle frequenze e delle masse partecipanti si può comunque adottare il modello semplificato poiché le forme modali, riportate nelle pagine seguenti, sono pressoché coincidenti per tutte le frequenze proprie.

Infine, per quanto riguarda la percentuale di massa partecipante, si registrano valori maggiori all'85 % considerando i primi 12 modi di vibrare. Tale valore rappresenta il limite minimo imposto dal D.M. 2008.

MODO	FREQUENZA [Hz]	PF-X %	PF-Y %
1	1,332	77,997	0,005
2	1,419	0,006	83,561
3	1,727	3,342	0,001
4	4,292	14,864	0,003
5	4,382	0,004	13,217
6	5,332	0,309	0,000
7	7,682	0,000	2,443
8	7,808	2,642	0,000
9	9,348	0,028	0,000
10	10,112	0,000	0,483
11	10,414	0,515	0,000
12	12,283	0,002	0,000
<b>MASSA TOT.</b>		<b>99,710</b>	<b>99,715</b>

Di seguito vengono riportati i principali modi di vibrare della struttura, che coincidono con i primi 5 modi calcolati.



*Figura 113: Primo modo di vibrare della struttura  $f = 1,332$  Hz*

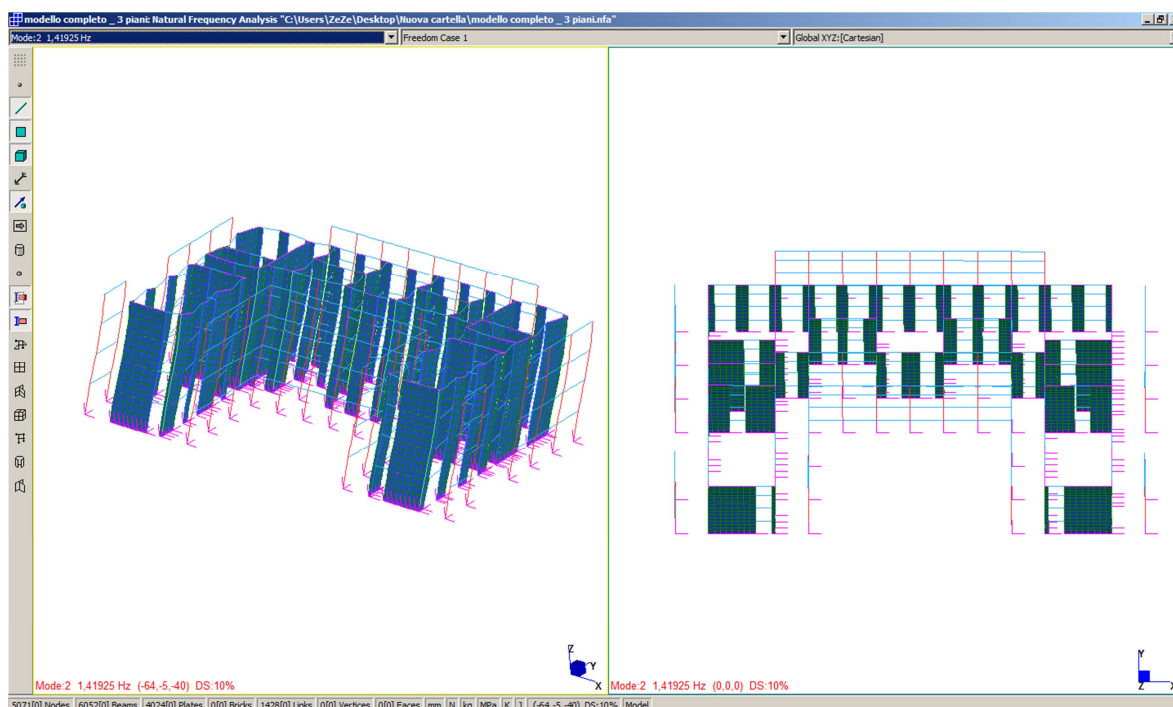


Figura 114: Secondo modo di vibrare della struttura  $f = 1,419$  Hz

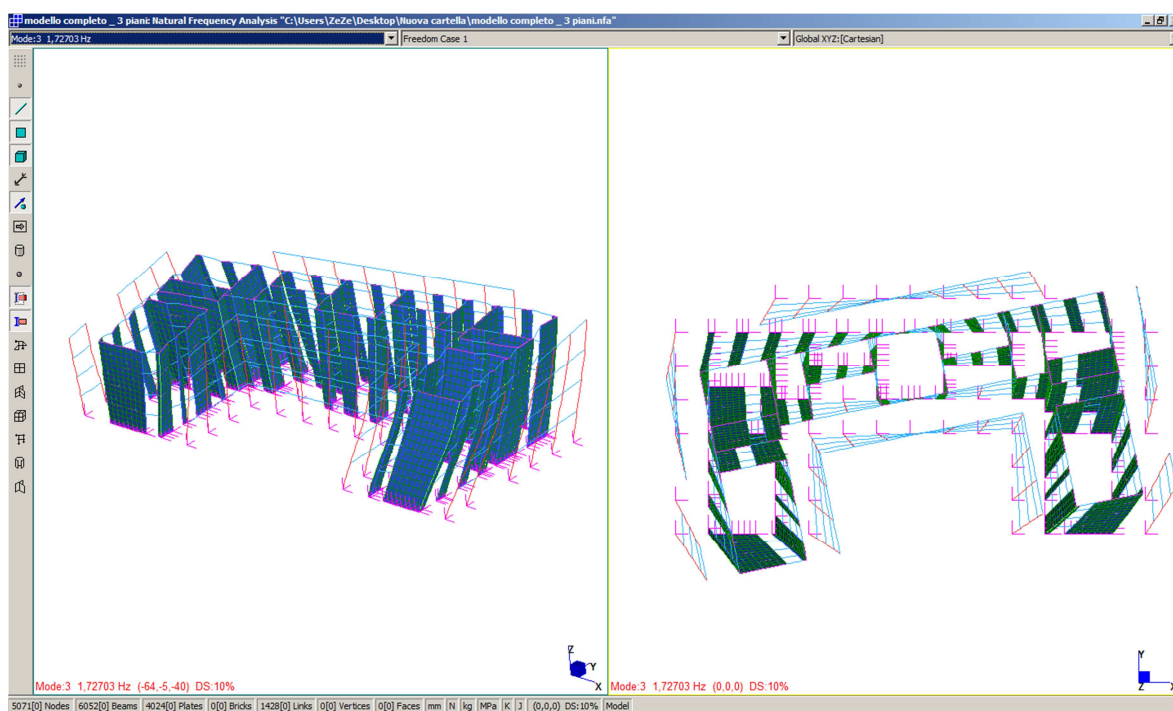


Figura 115: Terzo modo di vibrare della struttura  $f = 1,727$  Hz



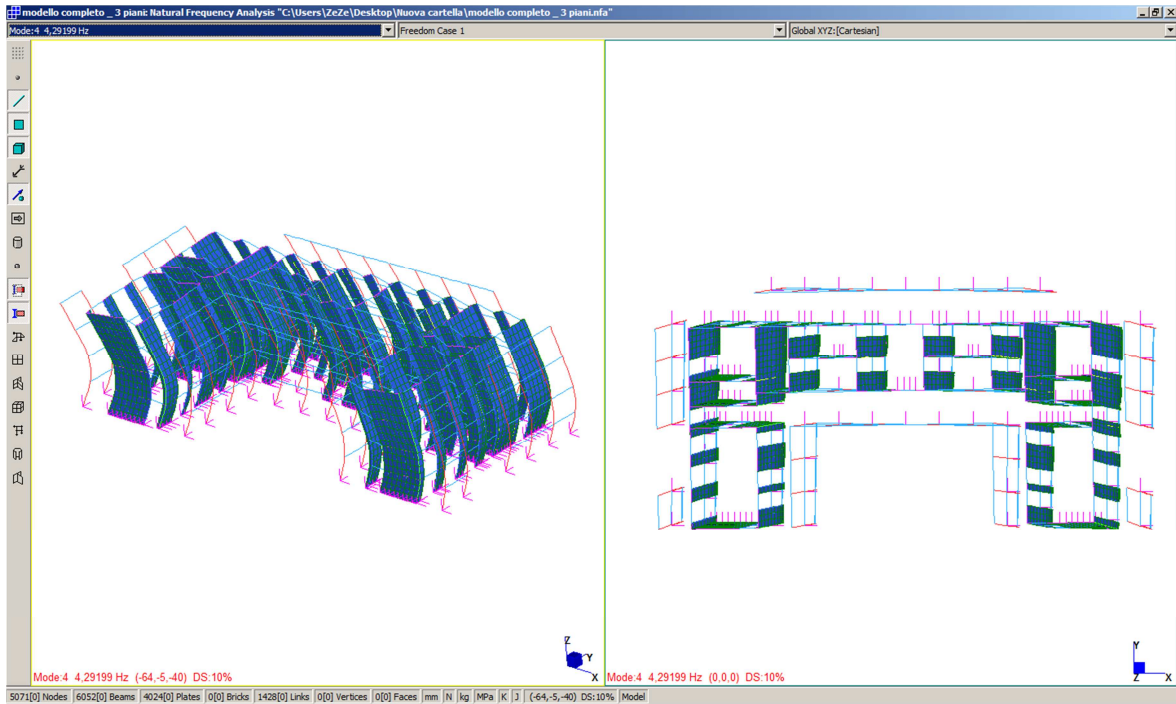


Figura 116: Quarto modo di vibrare della struttura  $f = 4,292$  Hz

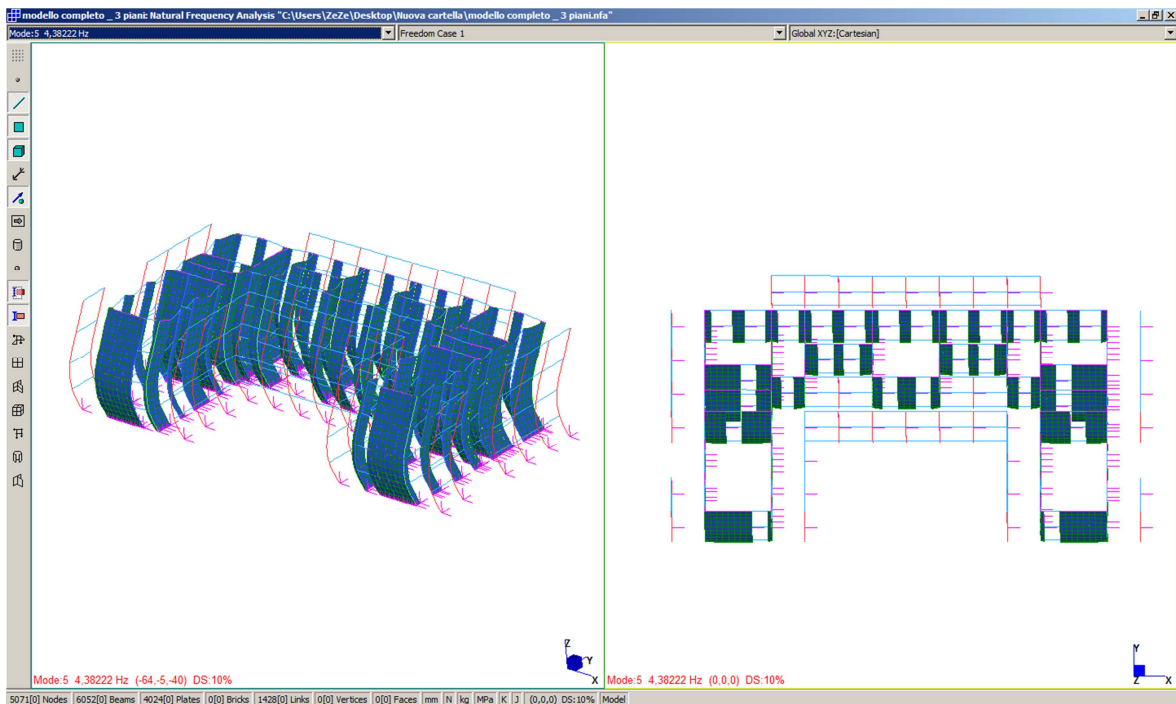


Figura 117: Quinto modo di vibrare della struttura  $f = 4,382$  Hz

### 30.4 ANALISI SPETTRALE

Il secondo punto dell'analisi dinamica lineare, consiste nel calcolo della risposta elastica della struttura sollecitata da un carico dinamico, che può essere inserito come spettro di progetto relativo allo stato limite che si vuole indagare. Nel nostro caso si tratta di uno *stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)*.

Si sono valutate le sollecitazioni per un sisma in direzione X ed Y ed anche il sisma, sempre nelle due direzioni X ed Y, con intensità pari al 30%. Valutare il sisma con un'intensità del 30% è necessario in quanto il D.M. 2008 impone che azioni sismiche da combinare con parte delle azioni statiche siano date dalle combinazioni:

$$E = +E_X + 0,3 \cdot E_Y$$

$$E = +E_X - 0,3 \cdot E_Y$$

$$E = -E_X + 0,3 \cdot E_Y$$

$$E = -E_X - 0,3 \cdot E_Y$$

$$E = +0,3 \cdot E_X + E_Y$$

$$E = +0,3 \cdot E_X - E_Y$$

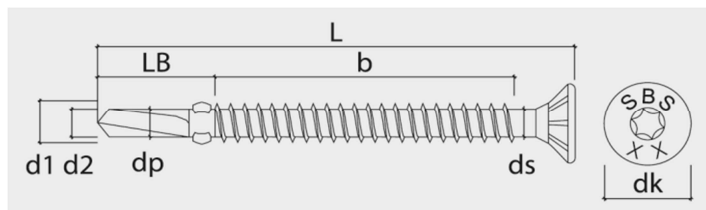
$$E = -0,3 \cdot E_X - E_Y$$

$$E = -0,3 \cdot E_X + E_Y$$

Le verifiche degli elementi strutturali saranno eseguite con gli involucri dei risultati combinati linearmente dell'analisi lineare e delle combinazioni di carico precedentemente illustrate per l'analisi spettrale.

## 30.5 VERIFICA DELLE CONNESSIONI DELLE PARETI

Il collegamento delle pareti alla struttura in acciaio avviene per mezzo di viti autoforanti su tutti e quattro i lati del pannello X-Lam costituente la parete.



*Caratteristiche del mezzo d'unione*

*Vite SBS 6,3x60*

L	60	mm	lunghezza
d <sub>1</sub>	6,3	mm	diametro nominale filetto
d <sub>2</sub>	4,9	mm	diametro punta
d <sub>k</sub>	12	mm	diametro testa
d <sub>s</sub>	5,2	mm	diametro gambo
d <sub>p</sub>	5,65	mm	diametro nocciolo
LB	15	mm	lunghezza punta
d	5,72	mm	diametro di calcolo (d <sub>s</sub> · 1,1)

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6}$$

f <sub>u,k</sub>	1000	MPa
M <sub>y,Rk</sub>	27948	Nmm

*Caratteristiche dei materiali connessi*

Slegno	78	mm	spessore del pannello X-Lam
Sacciaio	6	mm	spessore delle lamiere di acciaio
Spessore	Spessa		Classificazione della lamiera in base al suo spessore

$$\text{Spessore piastra di acciaio} = \begin{cases} s_{\text{acciaio}} \leq 0,5 \cdot d; & \text{sottile} \\ 0,5 \cdot d < s_{\text{acciaio}} < 1,0 \cdot d; & \text{media} \\ s_{\text{acciaio}} \geq 1,0 \cdot d; & \text{spessa} \end{cases}$$

Calcolo della capacità laterale

	Spessore minimo lamelle mm	Spessore minimo pannello mm	Profondità di infissione minima mm
$d \leq 8 \text{ mm}$	11,44	57,2	57,2

SPAZIATURE MINIME

a1	22,88	mm	Spaziatura parallela alla fibra
a2	22,88	mm	Spaziatura perpendicolare alla fibra
a3t	14,3	mm	Distanza dall'estremità sollecitata
a3c	14,3	mm	Distanza dall'estremità sollecitata
a4t	22,88	mm	Distanza dal bordo sollecitato
a4c	22,88	mm	Distanza dal bordo sollecitato

Verifica

- Classificazione connessione          Acciaio – Legno
- Senza preforatura

Resistenza ai carichi laterali del pannello X-Lam

- $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \times 490 \times 6,3^{-0,3} = 23,81 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a rifollamento

Resistenza ai carichi assiali

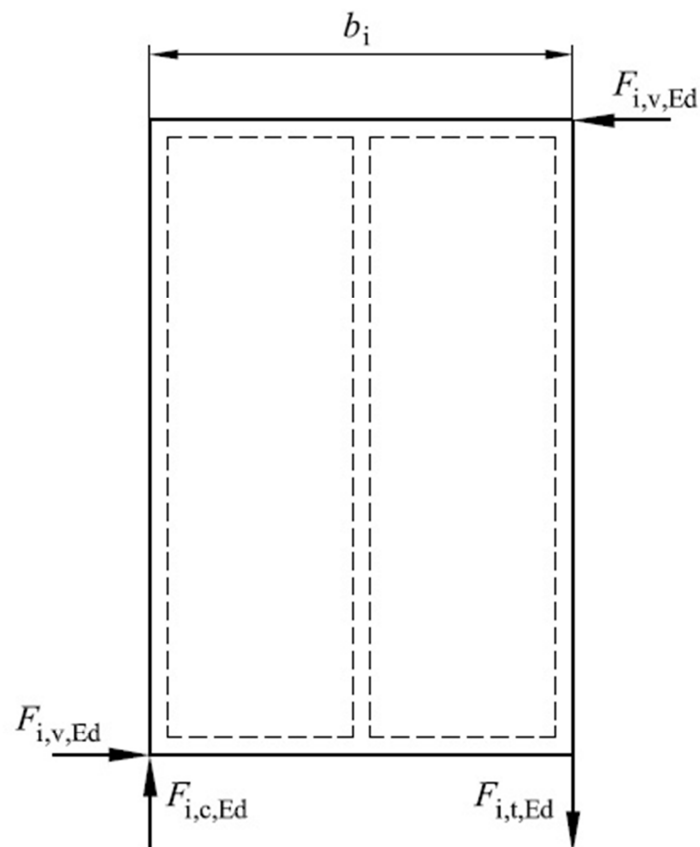
- $a_1 = 50 \text{ mm} \geq a_{1, \text{lim}} = 22,88 \text{ mm}$
- $t_1 = 6 \text{ mm}$                                   spessore dal lato della testa della vite
- $t_2 = 39 \text{ mm}$                                   penetrazione della vite dal lato della punta
- $f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 39,05 \text{ N/mm}^2$
- $\alpha = 0^\circ$
- $f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\text{sen}^2 \alpha + 1,5 \cdot \text{cos}^2 \alpha} = 26,03 \text{ N/mm}^2$
- $n = 19$     n° di viti in un metro
- $n_{ef} = n^{0,9} = 14,15$
- $l_{ef} = 33,28 \text{ mm}$
- $F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 61,34 \text{ kN}$

## Resistenza della connessione

$$- F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1} \right] + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Nelle espressioni sopra riportate, il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $F_{ax,\alpha,Rk}/4$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Tale contributo alla capacità portante, dovuto all' "effetto cordata", deve essere limitato al 100% della parte Johansen per quanto riguarda le viti.

	<i>Parte Johansen [N]</i>	<i>Effetto cordata [N]</i>	<i>TOT [N]</i>	
	6591	15335	13182	
$F_{v,Rk} =$	4487	15335	8975	$=$
	5312		<b>5312</b>	<b>5312 N</b>



- Spessore pannelli      78 mm
- Altezza pannelli      3,275 m
- $b_0$                       1,6375 m

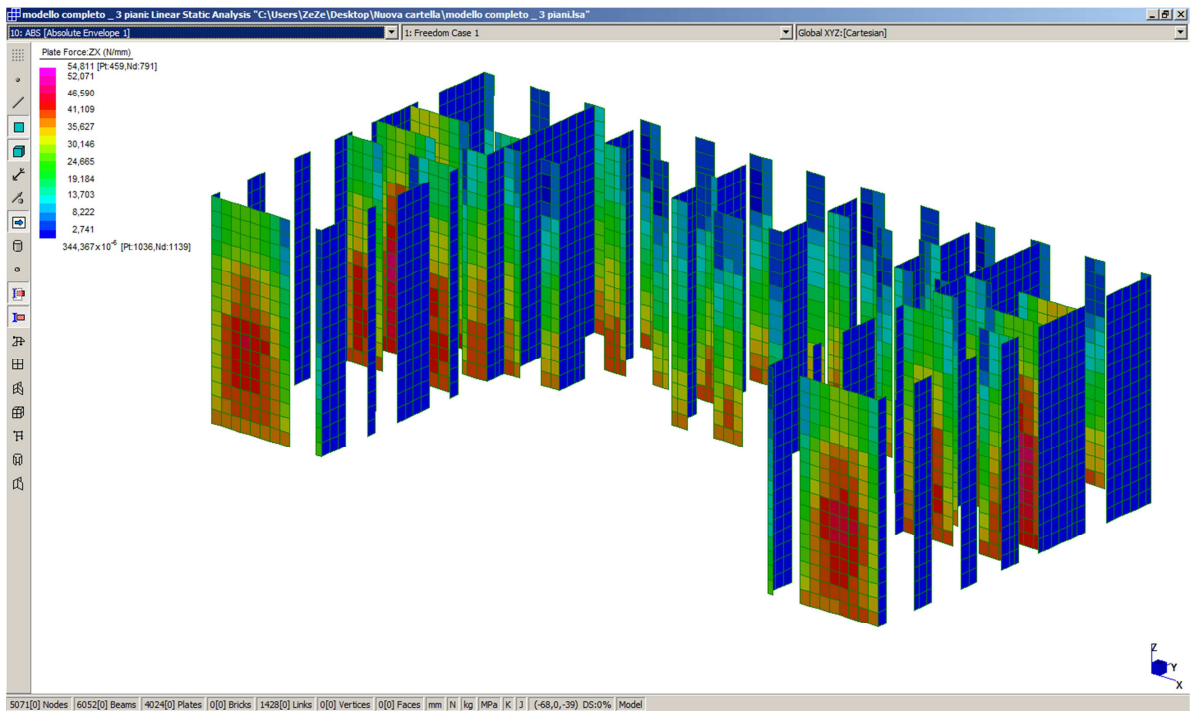
- $c_i$  0,1832
- $s$  50 mm spaziatura tra i mezzi d'unione
- $b_i$  : larghezza del pannello
- $F_{i,v,Ed}$  : forza di taglio sismico sul i-esimo pannello

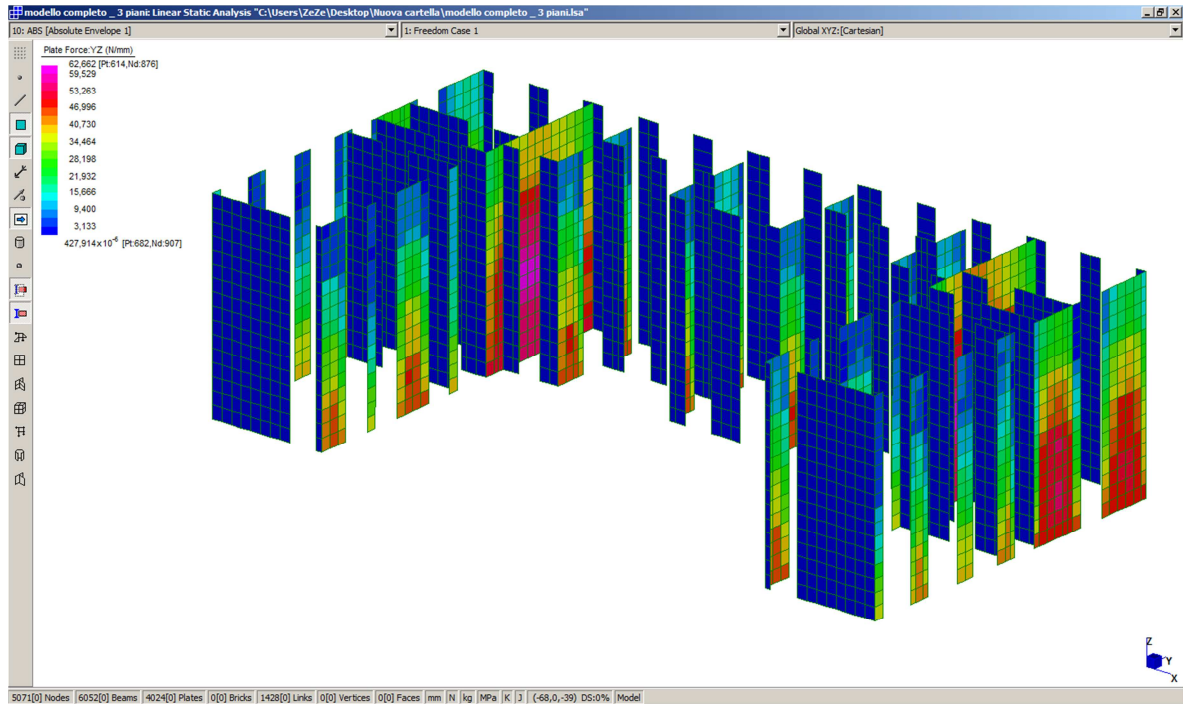
$$b_0 = h/2 ; c_i = \begin{cases} 1, & \text{per } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0}, & \text{per } b_i < b_0 \end{cases}$$

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,c,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} \cdot h}{b_i}$$

$$F_{f,Rd} = 1,2 \cdot F_{v,Rk} = 1,2 \times 5,312 = 6,374 \text{ kN}$$

### 30.5.1 SOLLECITAZIONI





**Figura 118: Contour delle sollecitazioni di taglio sulle pareti controventanti:  $F_{ZX,max} = 54,81 \text{ kN/m}$ ,  $F_{ZY,max} = 62,66 \text{ kN/m}$**

Dai contour inseriti si può notare il comportamento della parete illustrato nel capitolo precedente.

Inoltre si può notare come mentre in direzione X sono presenti molte più pareti frammentate, lungo la direzione Y la presenza di due pareti interne che hanno uno sviluppo di 9,45m l'una, hanno un'inerzia tale da ricevere la maggior parte della sollecitazione sismica e quindi da avere dei valori di taglio maggiori rispetto alle altre pareti disposte nella medesima direzione.

Questo invece non è presente in direzione X dove, come già detto, le pareti risultano molto più frammentate e la sollecitazione di taglio risulta più equamente distribuita tra di esse.

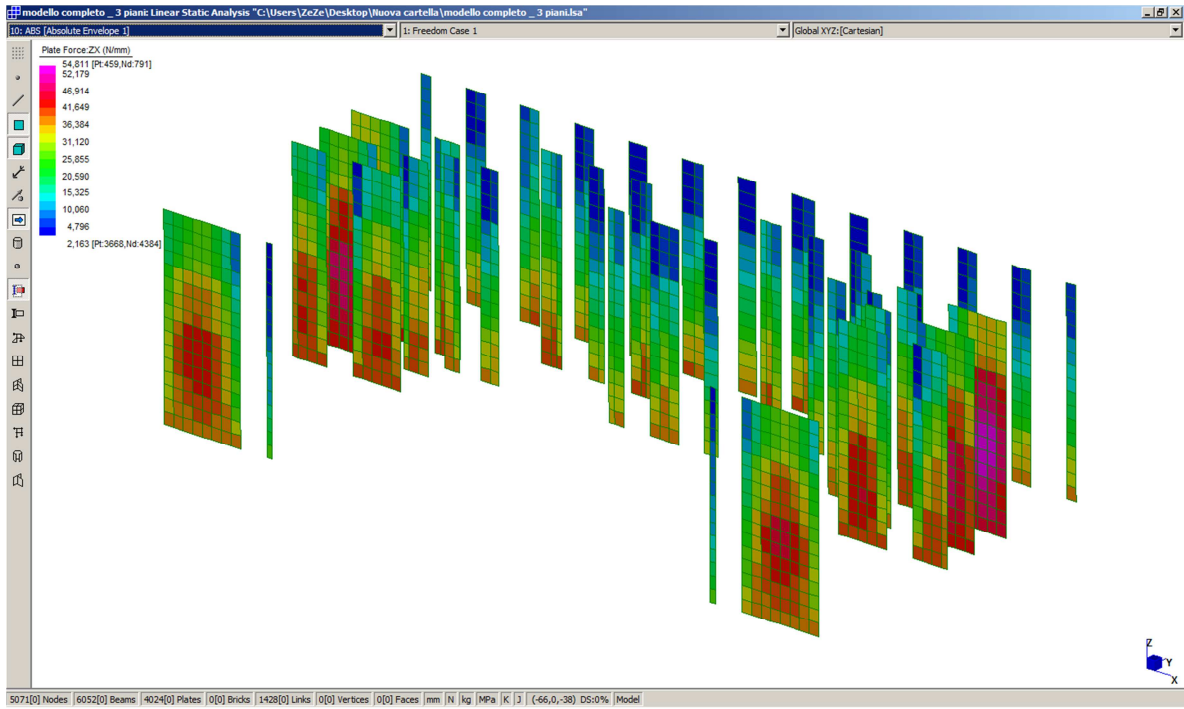


Figura 119: Contour delle sollecitazioni di taglio sulle pareti controventanti nella sola direzione X:  
 $F_{ZX,max} = 54,81 \text{ kN/m}$

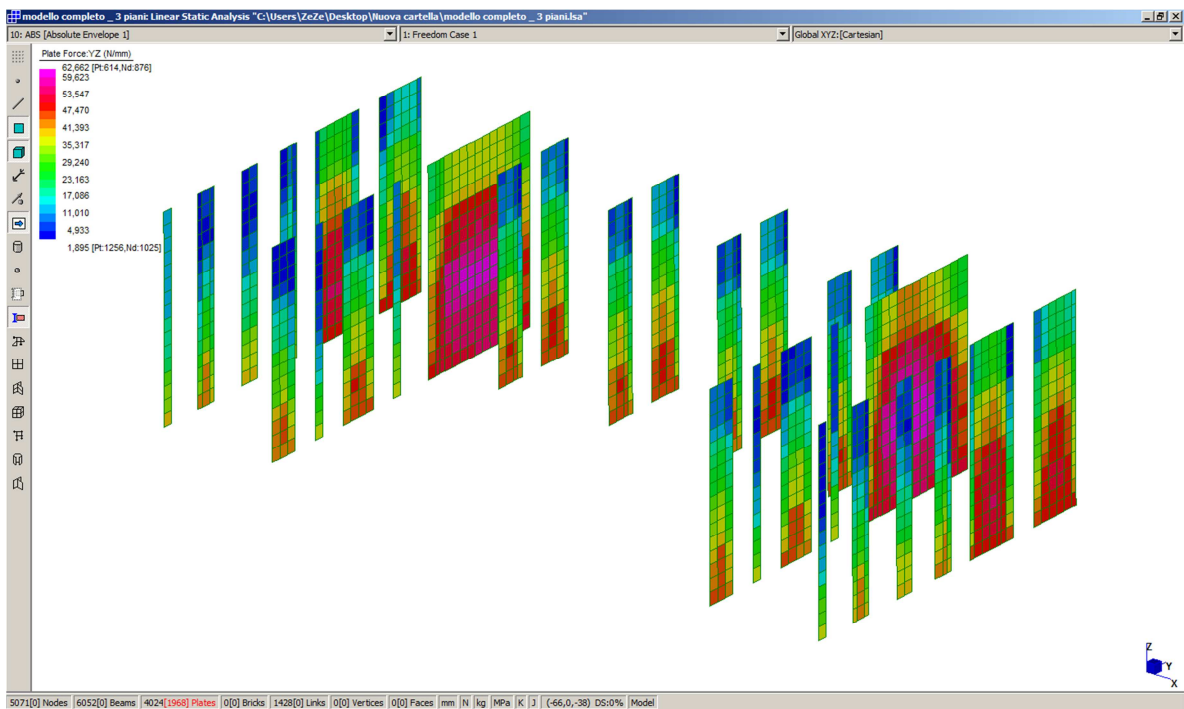


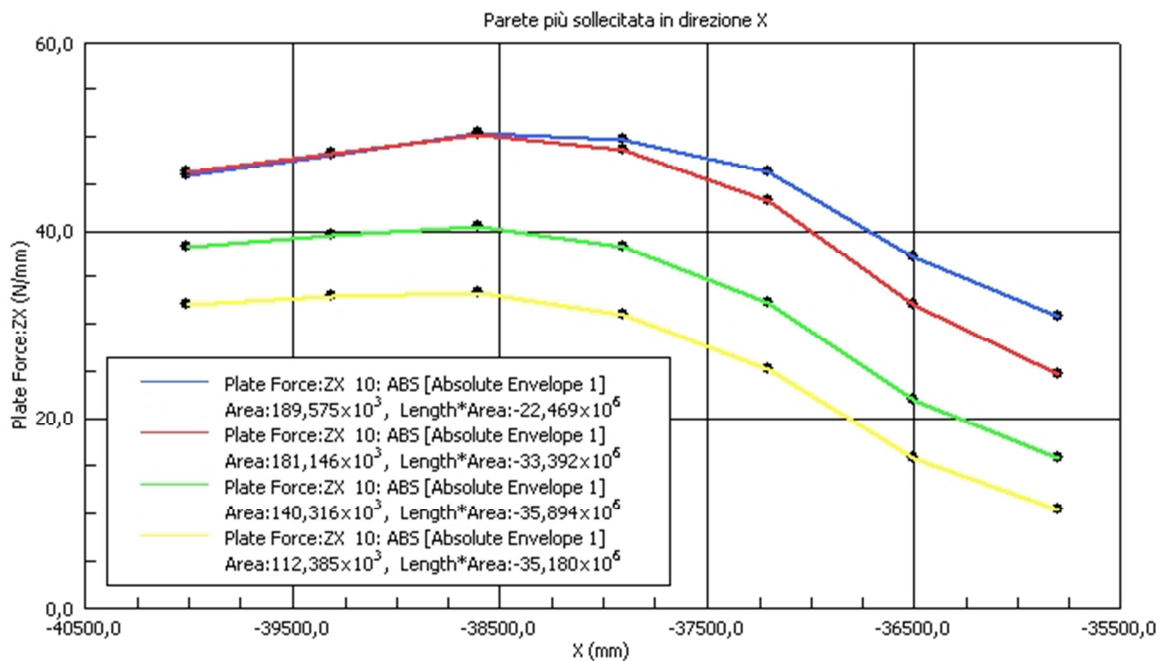
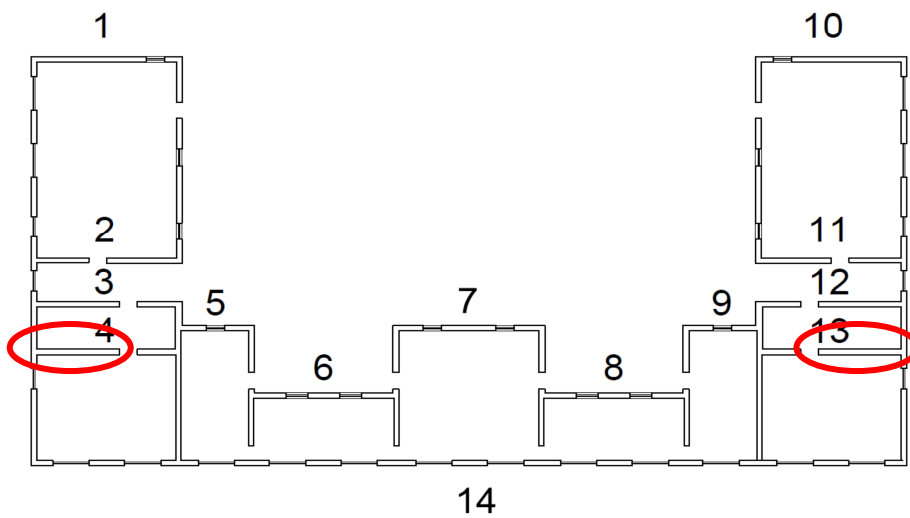
Figura 120: Contour delle sollecitazioni di taglio sulle pareti controventanti nella sola direzione Y:  
 $F_{ZY,max} = 62,66 \text{ kN/m}$



### In direzione X

Come detto precedentemente in direzione X le sollecitazioni di taglio sono maggiormente distribuite, creando una minore differenza tra le sollecitazioni delle diverse pareti in questa direzione. La verifica avviene comunque considerando la porzione più lunga della parete 4 (I3), il cui sviluppo misura 4,21m e risulta una delle più lunghe in direzione X.

### Numerazione delle pareti orizzontali



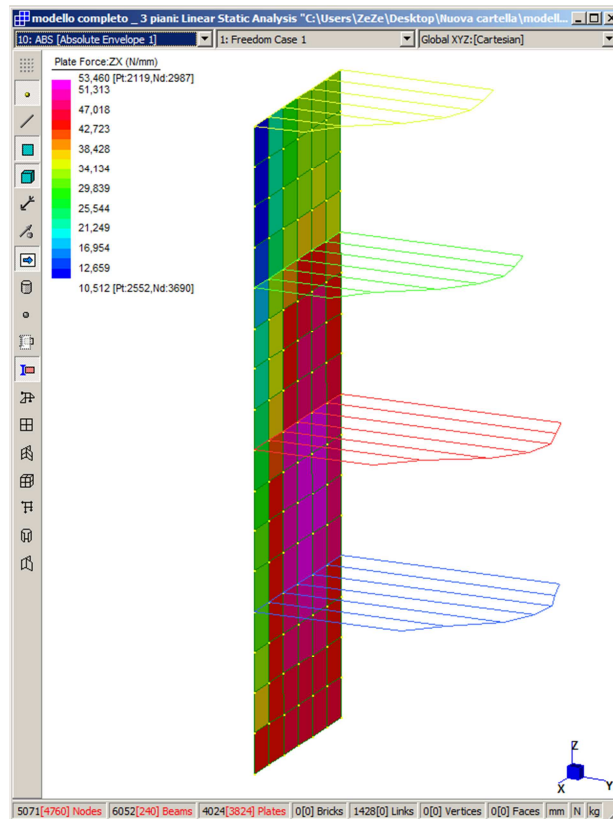
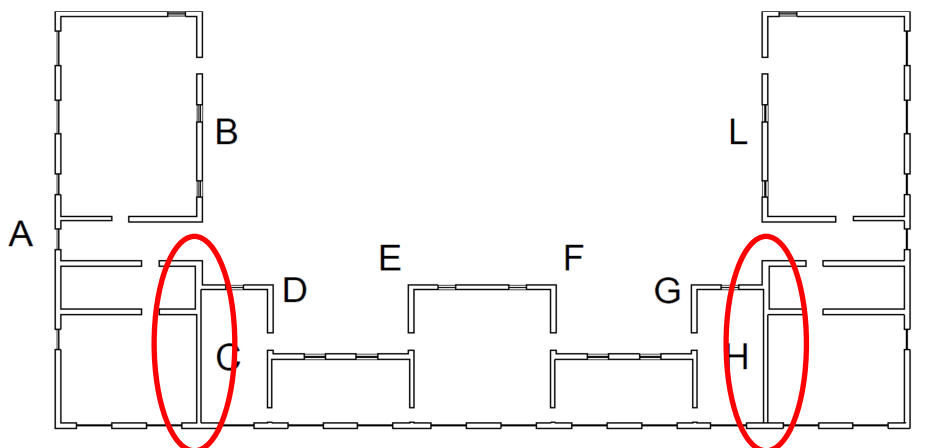


Figura 121: Contour della parete maggiormente sollecitata in direzione X e grafici della forza di taglio trasmessa dal solaio alla parete

In direzione Y

Come scritto precedentemente in direzione Y lo sviluppo della parete **H** risulta di molto maggiore rispetto alle altre pareti (9,45m), creando una grande differenza di sollecitazioni.

Numerazione delle pareti verticali



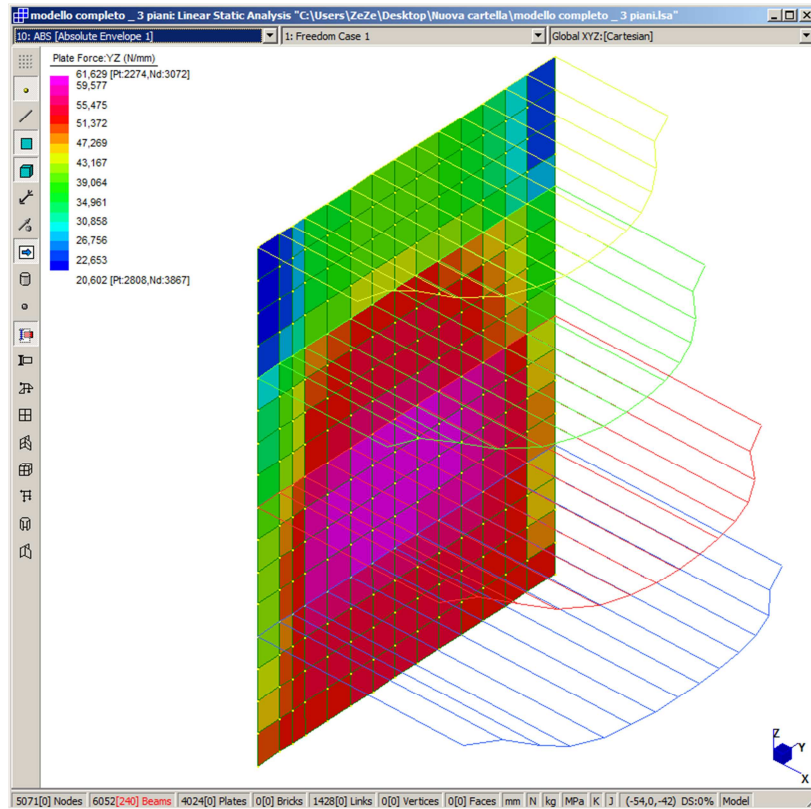
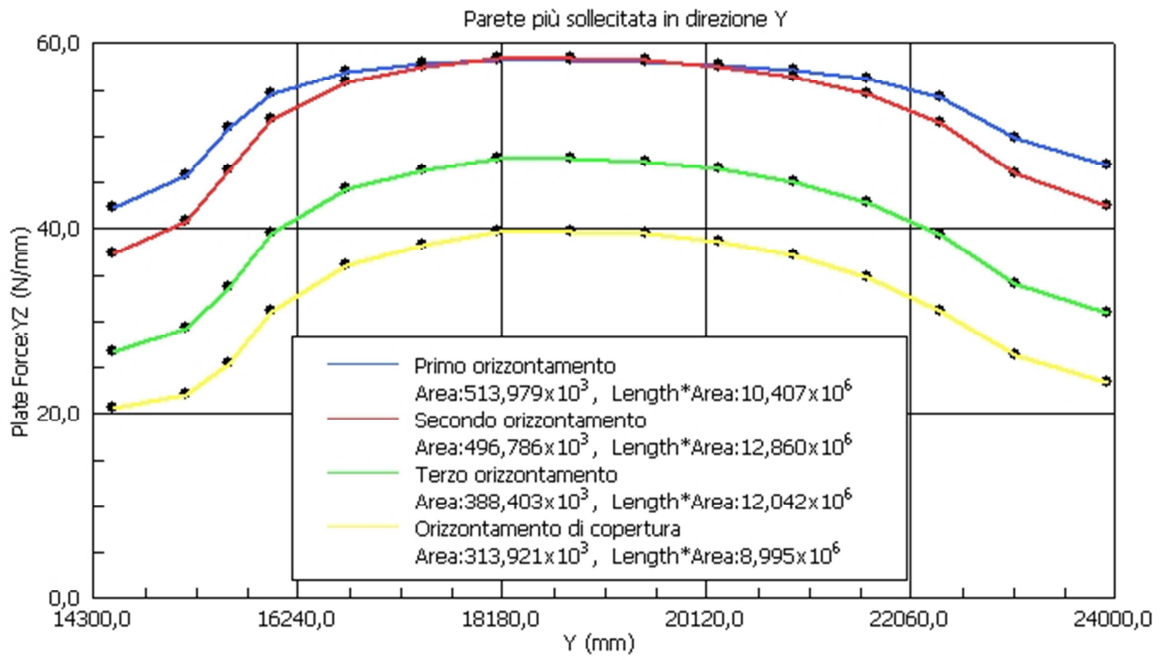
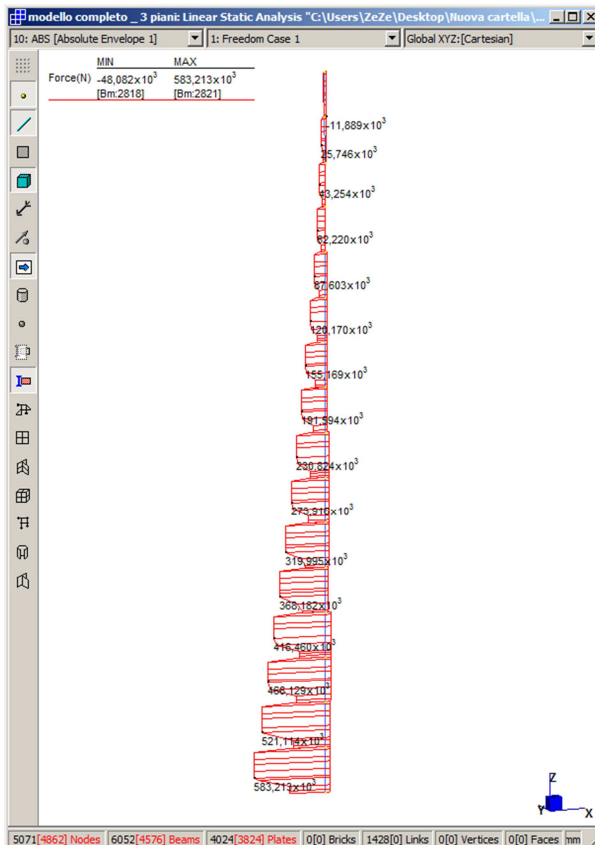
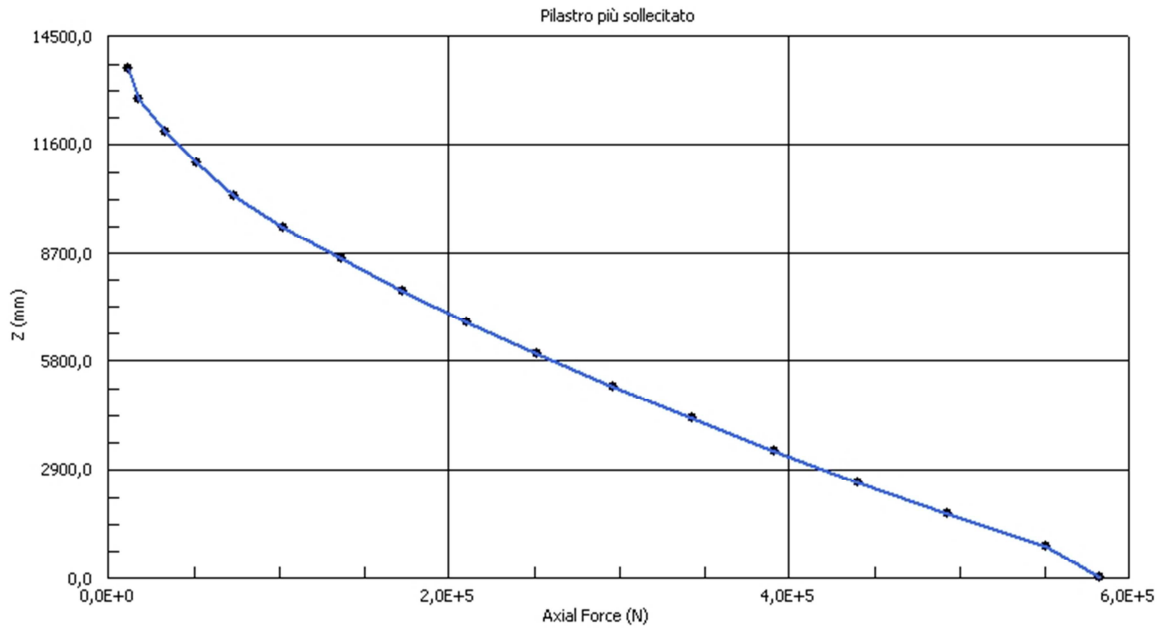


Figura 122: Contour della parete maggiormente sollecitata in direzione Y e grafici della forza di taglio trasmessa dal solaio alla parete

*Montante più sollecitato, per il dimensionamento della chiodatura verticale*

Il montante più sollecitato è quello posto all'estremità della parete maggiormente sollecitata in direzione X (4, 13).



Orizzontamento	$F_{i,c,Ed}$ [kN]
<i>Primo</i>	190,679
<i>Secondo</i>	181,112
<i>Terzo</i>	136,297
<i>Di copertura</i>	63,023

### 30.5.2 PRIMO ORIZZONTAMENTO

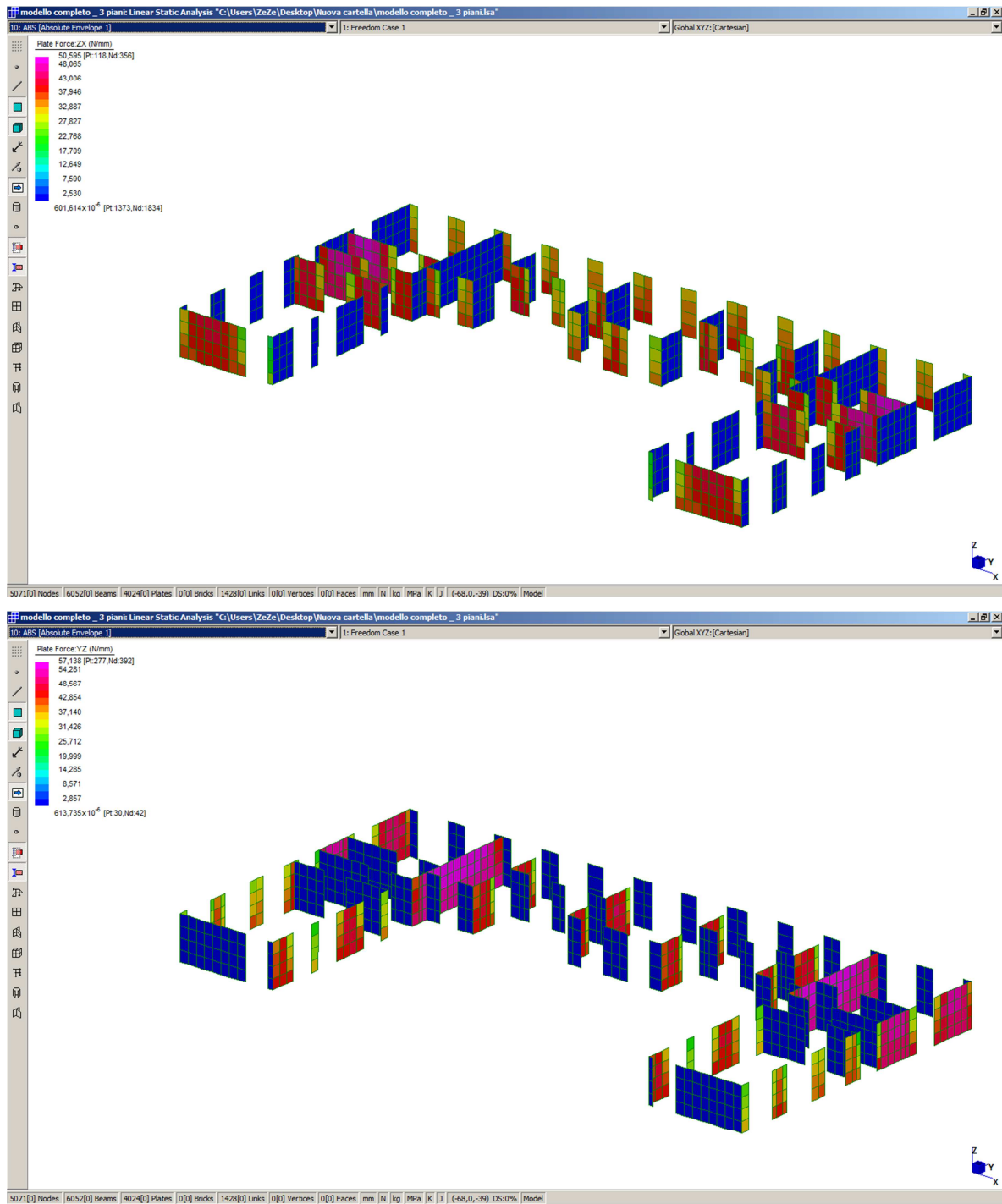


Figura 123: Contour delle sollecitazioni di taglio sulle pareti contravventanti del solo piano terra

Direzione delle pareti	$F_{i,v,Ed}$ [kN/m]
X	45,03
Y	54,39

<b>Larghezza dei pannelli [cm]</b>	<b><math>F_{i,v,Ed}</math> [kN]</b>	<b><math>F_{i,c,Ed}</math> [kN]</b>
60	32,63	190,679
64	34,81	190,679
75	40,79	190,679
78	42,42	190,679
90	48,95	190,679
120	65,27	190,679

Distanza dal bordo	50	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	50	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	70	mm

<b>Larghezza pannelli cm</b>	<b><math>F_{i,v,Ed}</math> kN</b>	<b><math>\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}</math> kN</b>	<b>n° di pannelli orizzontali</b>	<b>n° di pannelli verticali</b>	<b><math>F_{i,v,Rd}</math> kN</b>	<b><math>\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}</math> kN</b>	<b><math>\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}</math> kN</b>	<b><math>\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}</math> kN</b>
60	32,63	190,679	10	45	63,74	286,85	0,51	0,66
64	34,81	190,679	10	45	63,74	286,85	0,55	0,66
75	40,79	190,679	13	45	82,87	286,85	0,49	0,66
78	42,42	190,679	13	45	82,87	286,85	0,51	0,66
90	48,95	190,679	16	45	101,99	286,85	0,48	0,66
120	65,27	190,679	22	45	140,24	286,85	0,47	0,66

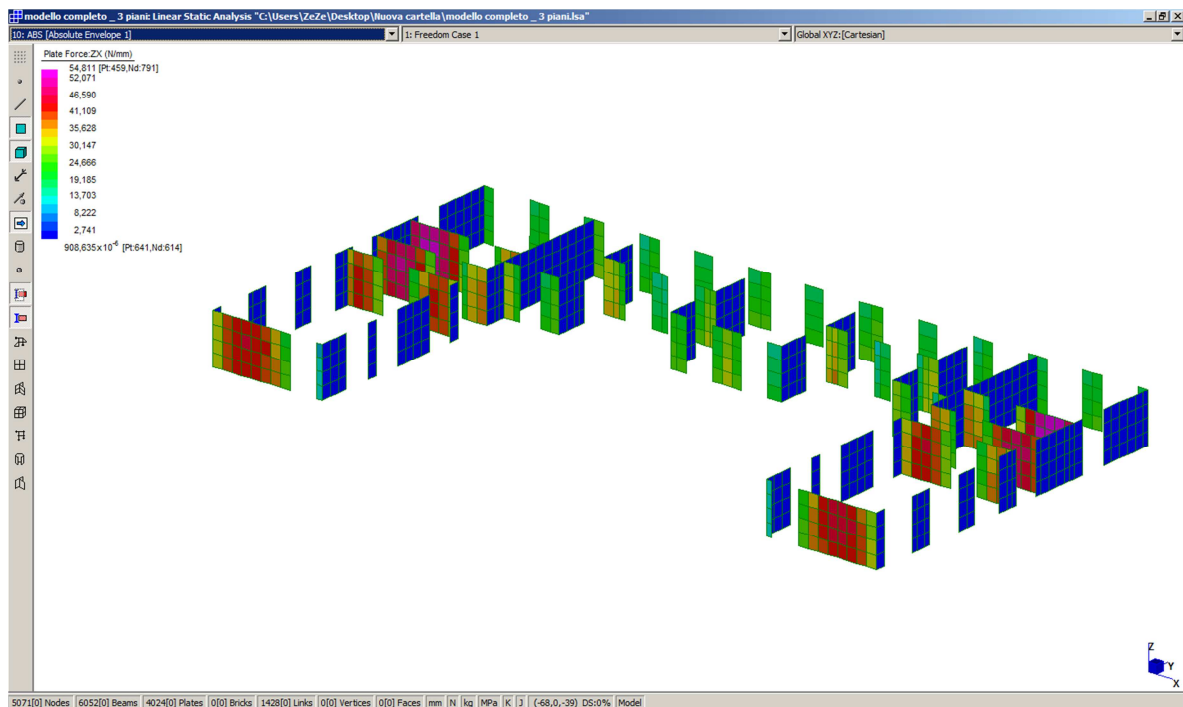
In seguito ai risultati ottenuti dall'analisi spettrale, è possibile ottimizzare ulteriormente le connessioni, adottando degli interassi tra i mezzi d'unione maggiori di quelli calcolati con l'analisi statica equivalente.

***Distanze ottimizzate***

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	80	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	100	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
<b>60</b>	32,63	190,679	6	31	38,25	197,61	0,85	0,96
<b>64</b>	34,81	190,679	6	31	38,25	197,61	0,91	0,96
<b>75</b>	40,79	190,679	7	31	44,62	197,61	0,91	0,96
<b>78</b>	42,42	190,679	8	31	51,00	197,61	0,83	0,96
<b>90</b>	48,95	190,679	9	31	57,37	197,61	0,85	0,96
<b>120</b>	65,27	190,679	13	31	82,87	197,61	0,79	0,96

### 30.5.3 SECONDO ORIZZONTAMENTO



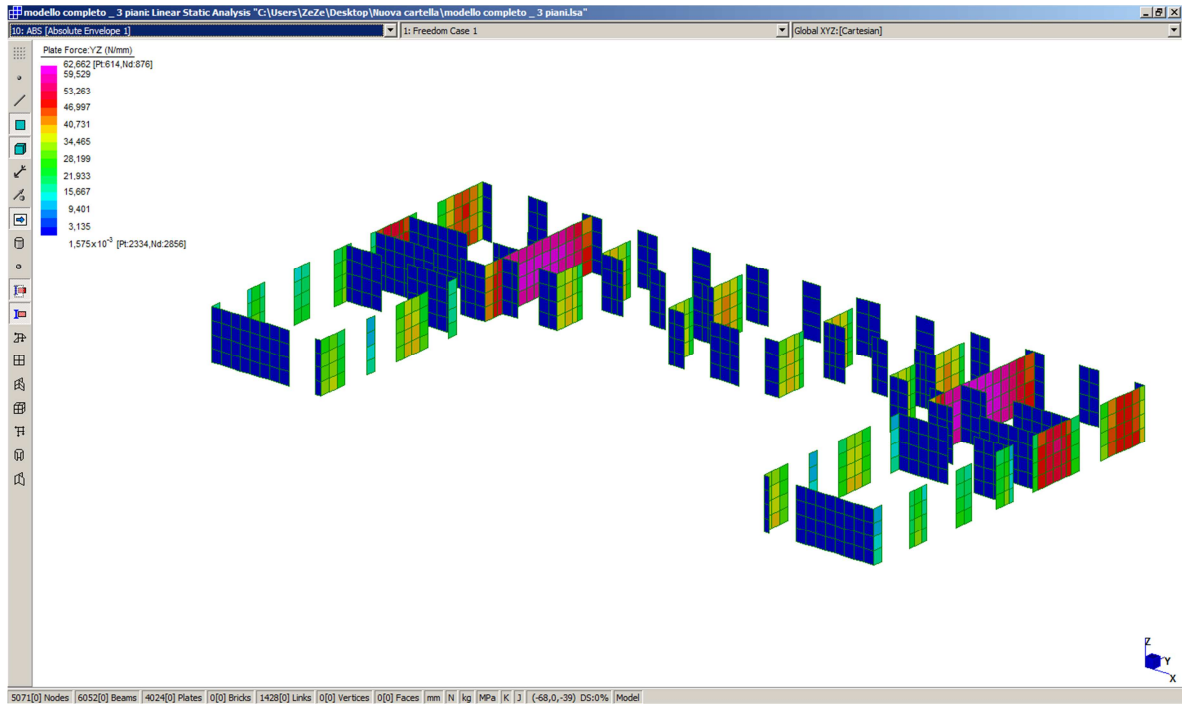


Figura 124: Contour delle sollecitazioni di taglio sulle pareti contravventanti del solo primo piano

Direzione delle pareti	$F_{i,v,Ed}$ [kN/m]
X	43,03
Y	52,57

Larghezza dei pannelli [cm]	$F_{i,v,Ed}$ [kN]	$F_{i,c,Ed}$ [kN]
60	31,54	181,11
64	33,64	181,11
75	39,43	181,11
78	41,00	181,11
90	47,31	181,11
120	63,08	181,11

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	70	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	80	mm



Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
60	31,54	181,11	7	39	44,62	223,10	0,71	0,81
64	33,64	181,11	7	39	44,62	223,10	0,75	0,81
75	39,43	181,11	9	39	57,37	223,10	0,69	0,81
78	41,00	181,11	9	39	57,37	223,10	0,71	0,81
90	47,31	181,11	11	39	70,12	223,10	0,67	0,81
120	63,08	181,11	15	39	95,62	223,10	0,66	0,81

In seguito ai risultati ottenuti dall'analisi spettrale, è possibile ottimizzare ulteriormente le connessioni, adottando degli interassi tra i mezzi d'unione maggiori di quelli calcolati con l'analisi statica equivalente.

#### *Distanze ottimizzate*

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	80	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	100	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
60	31,54	181,11	6	31	38,25	197,61	0,82	0,92
64	33,64	181,11	6	31	38,25	197,61	0,88	0,92
75	39,43	181,11	7	31	44,62	197,61	0,88	0,92
78	41,00	181,11	8	31	51,00	197,61	0,80	0,92
90	47,31	181,11	9	31	57,37	197,61	0,82	0,92
120	63,08	181,11	13	31	82,87	197,61	0,76	0,92

### 30.5.4 TERZO ORIZZONTAMENTO

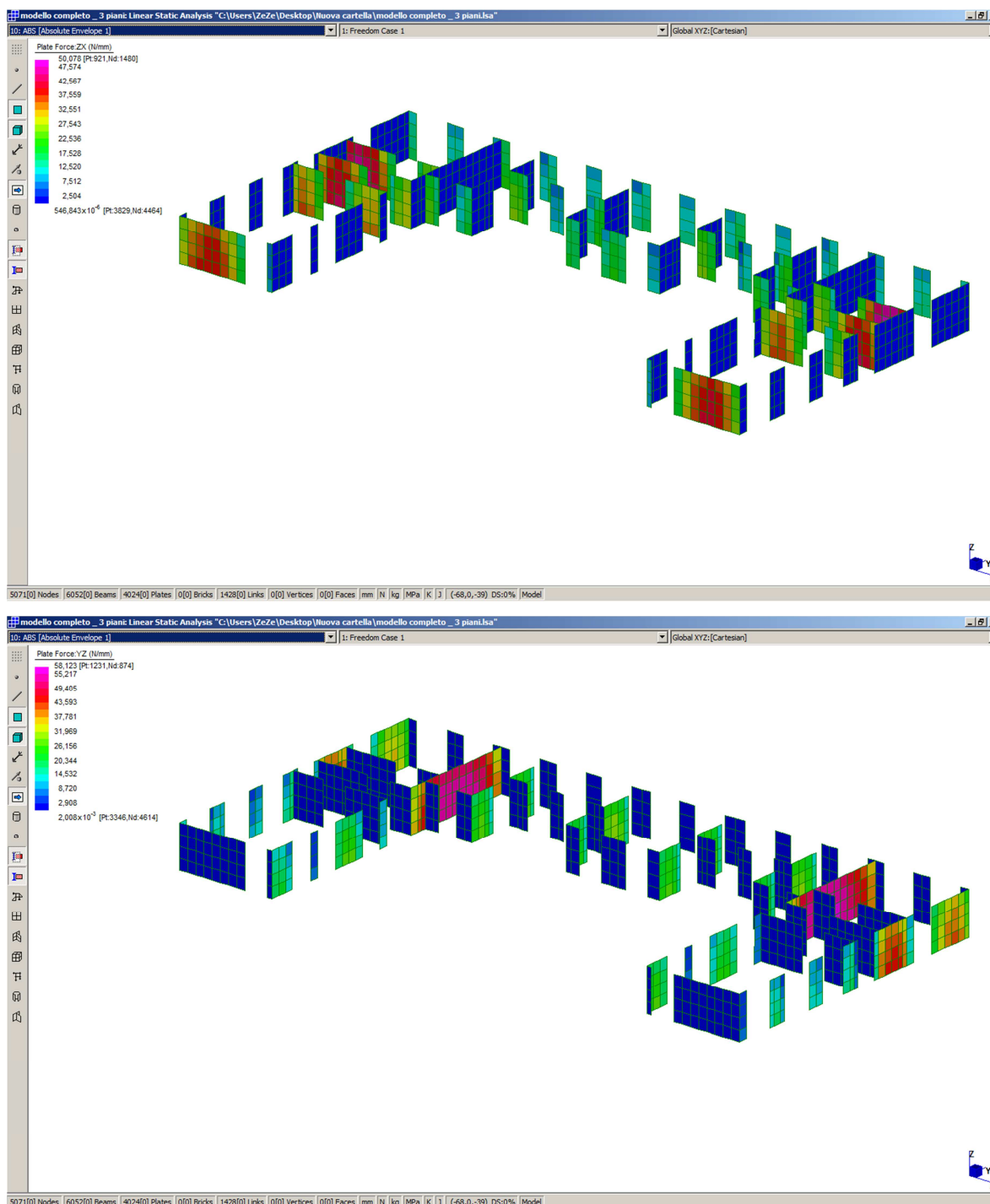


Figura 125: Contour delle sollecitazioni di taglio sulle pareti contravventanti del solo secondo piano

Direzione delle pareti	$F_{i,v,Ed}$ [kN/m]
X	33,33
Y	41,06

Larghezza dei pannelli [cm]	$F_{i,v,Ed}$ [kN]	$F_{i,c,Ed}$ [kN]
60	24,64	136,30
64	26,28	136,30
75	30,80	136,30
78	32,03	136,30
90	36,95	136,30
120	49,27	136,30

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	120	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	120	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
60	24,64	136,30	5	26	31,87	165,73	0,77	0,82
64	26,28	136,30	5	26	31,87	165,73	0,82	0,82
75	30,80	136,30	6	26	38,25	165,73	0,80	0,82
78	32,03	136,30	6	26	38,25	165,73	0,84	0,82
90	36,95	136,30	6	26	38,25	165,73	0,97	0,82
120	49,27	136,30	9	26	57,37	165,73	0,86	0,82

### 30.5.5 ORIZZONTAMENTO DI COPERTURA

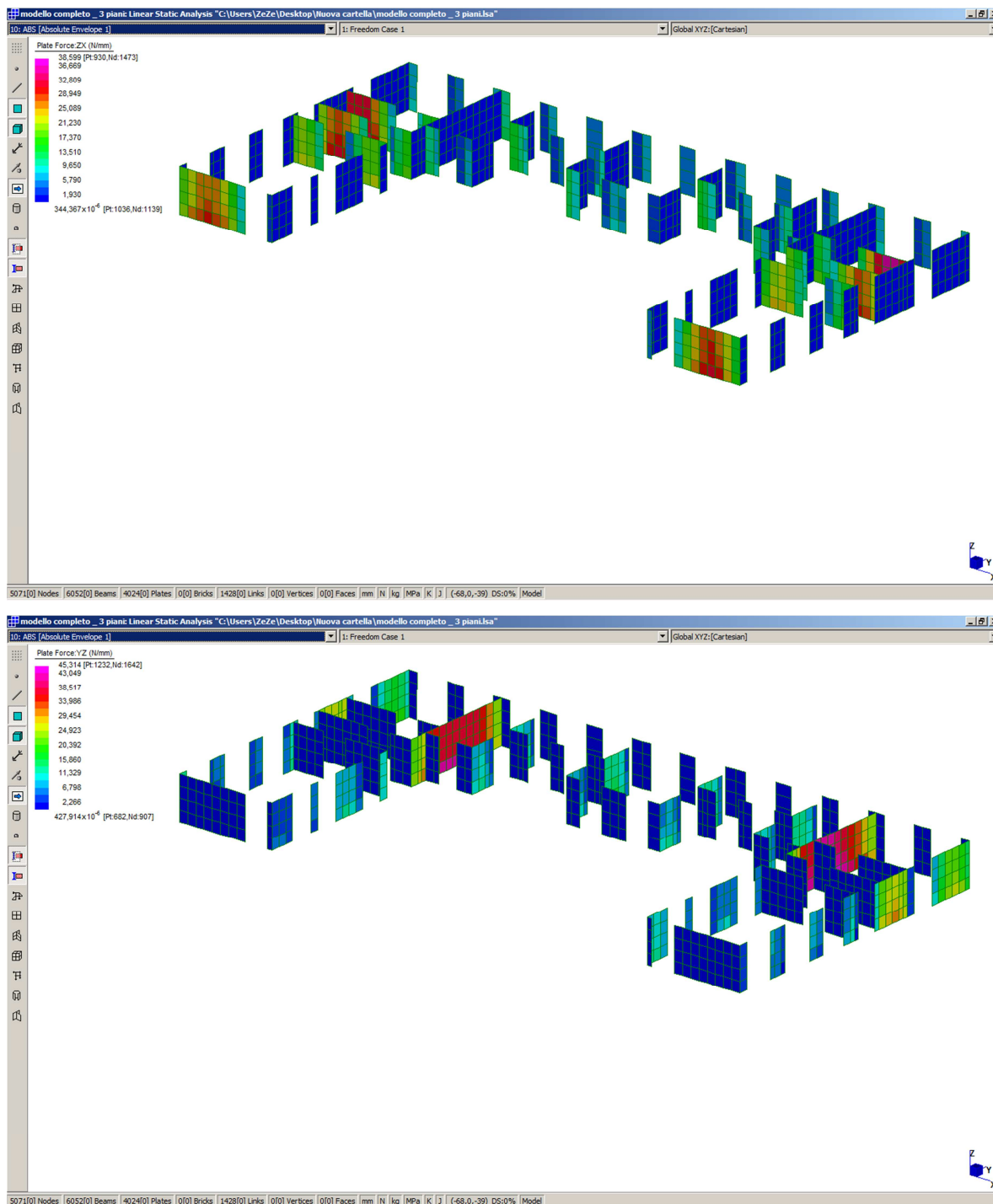


Figura 126: Contour delle sollecitazioni di taglio sulle pareti contraventanti del solo terzo piano

Direzione delle pareti	$F_{i,v,Ed}$ [kN/m]
X	38,59
Y	45,31

Larghezza dei pannelli [cm]	$F_{i,v,Ed}$ [kN]	$F_{i,c,Ed}$ [kN]
60	19,93	63,02
64	21,26	63,02
75	24,92	63,02
78	25,91	63,02
90	29,90	63,02
120	39,86	63,02

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	150	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	150	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$F_{i,c,Ed}$ $F_{i,t,Ed}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$F_{i,c,Rd}$ $F_{i,t,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
60	19,93	63,02	4	21	25,50	133,86	0,78	0,47
64	21,26	63,02	4	21	25,50	133,86	0,83	0,47
75	24,92	63,02	5	21	31,87	133,86	0,78	0,47
78	25,91	63,02	5	21	31,87	133,86	0,81	0,47
90	29,90	63,02	5	21	31,87	133,86	0,94	0,47
120	39,86	63,02	7	21	44,62	133,86	0,89	0,47

In seguito ai risultati ottenuti dall'analisi spettrale, è possibile ottimizzare ulteriormente le connessioni, adottando degli interassi tra i mezzi d'unione maggiori di quelli calcolati con l'analisi statica equivalente.

#### *Distanze ottimizzate*

Distanza dal bordo	60	mm
Distanza fra i mezzi d'unione orizzontali	150	mm
Distanza fra i mezzi d'unione verticali	250	mm

Larghezza pannelli cm	$F_{i,v,Ed}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,t,Ed}}$ kN	n° di pannelli orizzontali	n° di pannelli verticali	$F_{i,v,Rd}$ kN	$\frac{F_{i,c,Rd}}{F_{i,t,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,v,Ed}}{F_{i,v,Rd}}$ kN	$\frac{F_{i,c,Ed}}{F_{i,c,Rd}} = \frac{F_{i,t,Ed}}{F_{i,t,Rd}}$ kN
<b>60</b>	19,93	63,02	4	12	25,50	76,49	0,78	0,82
<b>64</b>	21,26	63,02	4	12	25,50	76,49	0,83	0,82
<b>75</b>	24,92	63,02	5	12	31,87	76,49	0,78	0,82
<b>78</b>	25,91	63,02	5	12	31,87	76,49	0,81	0,82
<b>90</b>	29,90	63,02	5	12	31,87	76,49	0,94	0,82
<b>120</b>	39,86	63,02	7	12	44,62	76,49	0,89	0,82

### 30.6 VERIFICA DEI PILATRI

L'analisi dei montanti, come precedentemente descritto, riguarda l'assicurarsi della realizzazione della gerarchia delle resistenze in caso di collasso della struttura, così da sfruttarne appieno le capacità resistenti e di duttilità degli elementi utilizzati.

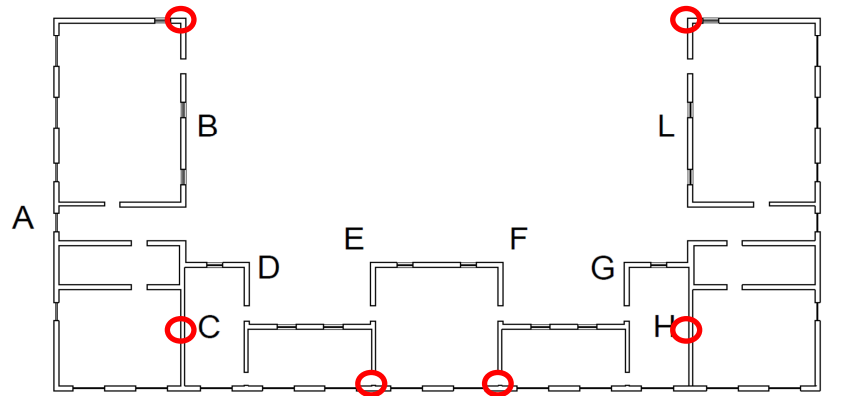
Nel nostro caso ci interessa che la gerarchia delle resistenze preveda: prima la rottura delle connessioni delle pareti con la struttura metallica ed infine il crollo dei montanti.

Per assicurare questo, si calcola lo sforzo di taglio verticale resistente  $F_{i,c,Rk}$ , garantito dalla connessione e lo si somma allo sforzo normale dovuto ai carichi verticali gravanti in combinazione sismica.

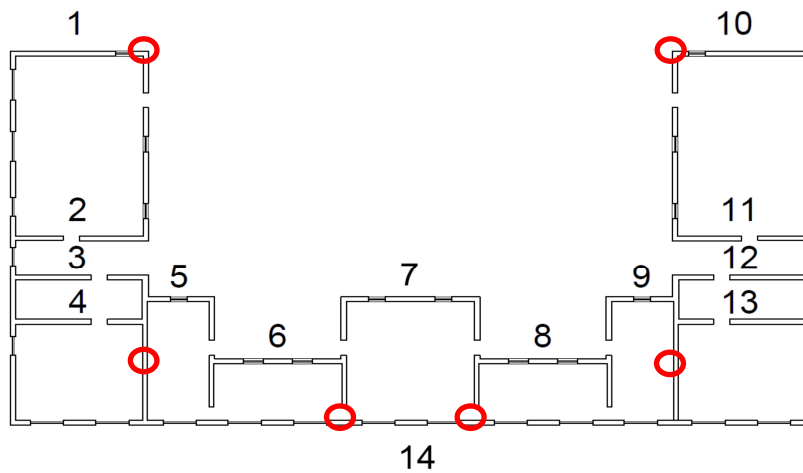
Per la verifica dei montanti si sono scelti quelli maggiormente caricati per ogni tipologia di sezione, così da verificarli per carico massimo di compressione e per instabilità assiale.

- montante con sezione  $\Omega$ : si trova nella parete **CeH** ed è compreso tra un'apertura di  $200\text{cm}$  ed un pannello della lunghezza di  $60\text{cm}$ ;
- montante con sezione ad L: si trova nella parete **B** e **L** ed è compreso tra due pannelli della lunghezza di  $60\text{cm}$ ;
- montante con sezione ad T: anche questo pannello si trova nella parete **I4** ed è compreso tra tre pannelli della lunghezza rispettivamente di  $75\text{cm}$ ,  $75\text{cm}$  e  $150\text{cm}$ .

Numerazione delle pareti verticali



Numerazione delle pareti orizzontali



### 30.6.1 CALCOLO DELLA SOLLECITAZIONE

Per la verifica ci si fa riferimento ai montanti del piano terra.

*Sollecitazione massima per i montanti Omega*

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Pesi portati [kN]</b>	<b>Pesi accidentali [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	0,77	-	-	20,75	21,52
Primo	0,77	43,16	12,00		55,93
Secondo	0,77	43,16	12,00		55,93
Terzo	0,77	43,16	12,00		55,93
Copertura	-	24,56	0		24,56
<b>Combinazione</b>	<b>3,08</b>	<b>154,04</b>	<b>36,00</b>	<b>20,75</b>	<b>213,87</b>

*Sollecitazione massima per i montanti d'angolo*

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Pesi portati [kN]</b>	<b>Pesi accidentali [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	0,77	-	-	20,75	21,52
Primo	0,77	20,10	5,54		26,41
Secondo	0,77	20,10	5,54		26,41
Terzo	0,77	20,10	5,54		26,41
Copertura	-	11,16	0		11,16
<b>Combinazione</b>	<b>3,08</b>	<b>71,46</b>	<b>16,62</b>	<b>20,75</b>	<b>111,91</b>

*Sollecitazione massima per i montanti a T*

<b>Piani</b>	<b>Peso proprio [kN]</b>	<b>Pesi portati [kN]</b>	<b>Pesi accidentali [kN]</b>	<b>Peso pareti [kN]</b>	<b>TOTALE [kN]</b>
Piano terra	1,27	-	-	30,75	32,02
Primo	1,27	24,46	12,22		37,95
Secondo	1,27	24,46	12,22		37,95
Terzo	1,27	24,46	12,22		37,95
Copertura	-	16,50	0		30,00
<b>Combinazione</b>	<b>5,08</b>	<b>89,88</b>	<b>36,66</b>	<b>30,75</b>	<b>162,37</b>

La capacità resistente del collegamento delle pareti al piano terra è pari a:

- H = 3280 mm
- $F_{f,Rd} = 6,374$  kN

$$F_{c,Rk} = F_{t,Rk} = n^{\circ} \cdot F_{f,Rd}$$

<b>Orizzontamento</b>	<b>n° mezzi d'unione</b>	<b>Resistenza della connessione [kN]</b>
<i>Primo</i>	31	197,61
<i>Secondo</i>	31	197,61
<i>Terzo</i>	26	165,73
<i>Copertura</i>	12	76,49

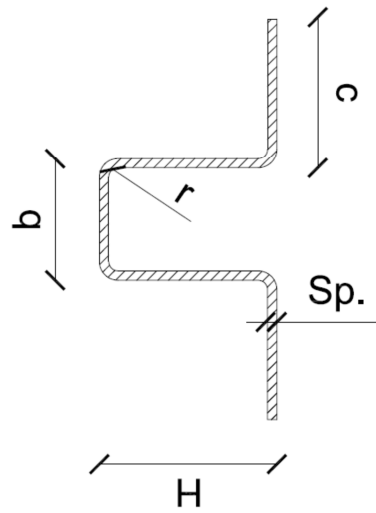


### 30.6.2 VERIFICA DEI MONTANTI OMEGA

Essendo minore la resistenza per compressione dei montanti rispetto alla loro resistenza a trazione, la verifica viene condotta per collasso a compressione dei montanti.

*Caratteristiche geometriche:*

- $b = 90 \text{ mm}$
- $H = 83 \text{ mm}$
- $c = 120 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 2832 \text{ mm}^2$
- $P = 22,23 \text{ kg/m}$
- $J_{xx} = 2866441 \text{ mm}^4$
- $W_x = 56498 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,x} = 173353 \text{ mm}^3$
- $I_x = 31,81 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 28730124 \text{ mm}^4$
- $W_y = 180692 \text{ mm}^3$
- $W_{pl,y} = 259794 \text{ mm}^3$
- $I_y = 100,72 \text{ mm}$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 510 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$



#### 30.6.2.1 Sforzo normale

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Flangia superiore</i>		
$b = b_p$	70	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Anime</i>		
H = b <sub>p</sub>	83	mm
ψ	1	
k <sub>σ,1</sub>	4	

<i>Flange</i>		
c = b <sub>p</sub>	100	mm
ψ	1	
k <sub>σ,2</sub>	0,43	

k <sub>σ,max</sub>	4
λ <sub>p,max</sub>	0,299
λ <sub>e,max</sub>	0,299
λ <sub>e0</sub>	0,673
λ <sub>e</sub> /λ <sub>e0</sub>	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 958,97 \text{ kN} > N_{Ed} = 213,87 + 637,44 = 851,31 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

### 30.6.2.2 Instabilità per sforzo normale centrato

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che, a struttura completata, al montante in acciaio sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange della sezione Ω, c = 120mm.

*Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:*

E <sub>acciaio</sub>	210000 MPa
E <sub>X-Lam</sub>	12000 MPa
n	0,057143
f <sub>u</sub>	430 MPa

$f_{yb}$	355 MPa
$f_{ya}$	355 MPa
Lunghezza	3,28 m
A	3835,2 mm <sup>2</sup>
$J_x$	3704905 mm <sup>4</sup>
$W_x$	56498 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,x}$	173353 mm <sup>3</sup>
$I_x$	31,08 mm
$J_y$	55276341 mm <sup>4</sup>
$W_y$	180692 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,y}$	180692 mm <sup>3</sup>
$I_y$	120,05 mm

Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:

	X-X	Y-Y
<b>L [m]</b>	3,28	3,28
<b>Lcr [mm]</b>	1640	1640
<b>Ncr [N]</b>	2855015	42596178
$\lambda$	0,69056	0,17878
$\alpha$	0,49	0,49
$\Phi$	0,8586	0,5107
$\chi$	0,730	1

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 947,24 \text{ kN} > N_{Ed} = 213,87 + 637,44 = 851,31 \text{ kN}$$

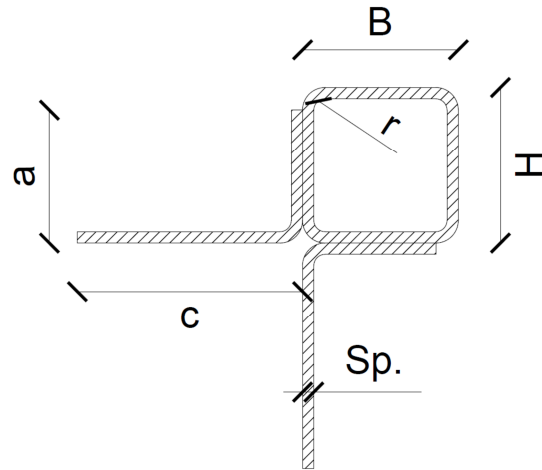
**VERIFICATO**

### 30.6.3 VERIFICA DEI MONTANTI D'ANGOLO

Essendo minore la resistenza per compressione dei montanti rispetto alla loro resistenza a trazione, la verifica viene condotta per collasso a compressione dei montanti.

*Caratteristiche geometriche:*

- $B = 83 \text{ mm}$
- $H = 83 \text{ mm}$
- $a = 71 \text{ mm}$
- $c = 120 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 3935 \text{ mm}^2$
- $P = 30,89 \text{ kg/m}$
- $x_g = 131,64 \text{ mm}$
- $y_g = 11,64 \text{ mm}$
- $J_{xx} = 8370064 \text{ mm}^4$
- $I_x = 46,12 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 8370064 \text{ mm}^4$
- $I_y = 46,12 \text{ mm}$
- $J_{xy} = 2146176 \text{ mm}^4$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$



#### 30.6.3.1 Sforzo normale

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Anime verticale</i>		
$b = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Anime orizzontale</i>		
H = b <sub>p</sub>	83	mm
ψ	1	
k <sub>σ,1</sub>	4	
<i>Flange</i>		
c = b <sub>p</sub>	120	mm
ψ	1	
k <sub>σ,2</sub>	0,43	

k <sub>σ,max</sub>	4
λ <sub>p,max</sub>	0,299
λ <sub>e,max</sub>	0,299
λ <sub>e0</sub>	0,673
λ <sub>e</sub> /λ <sub>e0</sub>	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 1330 \text{ kN} > N_{Ed} = 111,91 + 637,35 = 749,35 \text{ kN} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

### 30.6.3.2 Instabilità per sforzo normale centrato

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che, a struttura completata, al montante in acciaio sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange del profilo saldato ad L,  $c = 120\text{mm}$ .

*Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:*

E <sub>acciaio</sub>	210000 MPa
E <sub>X-Lam</sub>	12000 MPa
n	0,057143
f <sub>u</sub>	430 MPa
f <sub>yb</sub>	355 MPa

$f_{ya}$	355 MPa
Lunghezza	3,5 m
A	5187 mm <sup>2</sup>
$J_x$	11553787 mm <sup>4</sup>
$J_y$	14543118 mm <sup>4</sup>

Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:

	X-X	Y-Y
<b>L [m]</b>	3,28	3,28
<b>L<sub>cr</sub> [mm]</b>	1640	1640
<b>N<sub>cr</sub> [N]</b>	8479425	10673321
$\lambda$	0,46600	0,41535
$\alpha$	0,49	0,49
$\Phi$	0,6737	0,6390
$\chi$	0,8618	0,8891

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 1511,32 \text{ kN} > N_{Ed} = 111,91 + 637,35 = 749,35 \text{ kN}$$

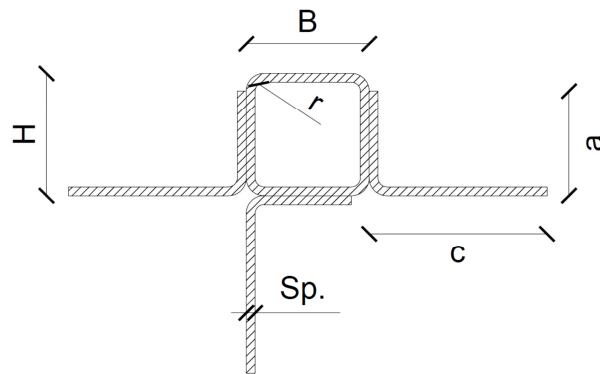
**VERIFICATO**

### 30.6.4 VERIFICA DEI MONTANTI A T

Essendo minore la resistenza per compressione dei montanti rispetto alla loro resistenza a trazione, la verifica viene condotta per collasso a compressione dei montanti.

*Caratteristiche geometriche:*

- $B = 83 \text{ mm}$
- $H = 83 \text{ mm}$
- $a = 71 \text{ mm}$
- $c = 120 \text{ mm}$
- $Sp. = 6 \text{ mm}$
- $r = 6 \text{ mm}$
- $A = 5000 \text{ mm}^2$
- $P = 39,25 \text{ kg/m}$
- $x_g = 155,93 \text{ mm}$
- $y_g = 12,48 \text{ mm}$
- $J_{xx} = 8807666 \text{ mm}^4$
- $I_x = 41,97 \text{ mm}$
- $J_{yy} = 20702380 \text{ mm}^4$
- $I_y = 64,35 \text{ mm}$
- $J_{xy} = 2013046 \text{ mm}^4$
- $f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$
- $f_{ya} = 355 \text{ MPa}$
- $E = 210000 \text{ MPa}$



#### 30.6.4.1 Sforzo normale

La sezione è considerata completamente compressa.

<i>Anime verticale</i>		
$b = b_p$	83	mm
$\psi$	1	
$k_{\sigma,1}$	4	

<i>Anime orizzontale</i>		
H = b <sub>p</sub>	83	mm
ψ	1	
k <sub>σ,1</sub>	4	

<i>Flange</i>		
c = b <sub>p</sub>	120	mm
ψ	1	
k <sub>σ,2</sub>	0,43	

k <sub>σ,max</sub>	4
λ <sub>p,max</sub>	0,299
λ <sub>e,max</sub>	0,299
λ <sub>e0</sub>	0,673
λ <sub>e</sub> /λ <sub>e0</sub>	0,445

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} < \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 1398 \text{ kN} > N_{Ed} = 162,37 + 637,44 = 799,81 \text{ kN} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

#### 30.6.4.2 Instabilità per sforzo normale centrato

Per la verifica di instabilità si considera il montante con lunghezza di 3,28m ed incastrato alle estremità, per quanto riguarda la sezione resistente, invece, si considera la sezione mista acciaio-legno, dato che, a struttura completata, al montante in acciaio sarà collegato il pannello di legno che contribuirà alla resistenza per instabilità.

La lunghezza collaborante del pannello di legno è pari alla lunghezza delle flange del profilo saldato ad L,  $c = 120\text{mm}$ .

*Caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:*

E <sub>acciaio</sub>	210000 MPa
E <sub>X-Lam</sub>	12000 MPa
n	0,057143
f <sub>u</sub>	430 MPa



$f_{yb}$	355 MPa
$f_{ya}$	355 MPa
Lunghezza	3,5 m
A	6856 mm <sup>2</sup>
$J_x$	13032076 mm <sup>4</sup>
$J_y$	35586724 mm <sup>4</sup>

Calcolo dello sforzo normale massimo per instabilità per compressione centrata:

	X-X	Y-Y
<b>L [m]</b>	3,28	3,28
<b>Lcr [mm]</b>	1640	1640
<b>Ncr [N]</b>	9564354	26117407
$\lambda$	0,50447	0,30528
$\alpha$	0,49	0,49
$\Phi$	0,702	0,572
$\chi$	0,8405	0,946

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 1948,33 \text{ kN} > N_{Ed} = 162,37 + 637,44 = 799,81 \text{ kN} \text{ **VERIFICATO**}$$

### 30.7 VERIFICA DEI PANNELLI DI LEGNO CONTROVENTANTI

La verifica per ingobbamento per taglio dei pannelli in legno X-Lam controventanti può essere trascurata secondo quanto previsto dall'EC5-1-1 §9.2.4.2(11) in cui si stabilisce che tale verifica può essere ritenuta soddisfatta se il rapporto  $b_{net}/t \leq 100$ .

- $b_{net,max} = 2500$  mm , massima distanza libera tra due montanti;
- $t = 78$  mm , spessore del pannello controventante.

$$\frac{b_{net,max}}{t} = \frac{2500}{78} = 32 \quad \text{**VERIFICATO**}$$



## CONCLUSIONI

Lo studio fin qui condotto tratta lo sviluppo di un sistema costruttivo a secco, misto acciaio – legno, rivolto alla realizzazione di edifici di tipo residenziale e direzionale di piccole o medie dimensioni.

Tale sistema è costituito da un'intelaiatura metallica in profili presso-piegati costituita da montanti verticali di altezza pari all'interpiano e travature orizzontali, su cui poggia il solaio realizzato in pannelli di legno X-Lam. Il sistema di controventamento è realizzato mediante un pannello di legno del tipo X-Lam fissato all'intelaiatura metallica per mezzo di viti autoforanti. La trasmissione dei carichi orizzontali, dal solaio alle pareti, avviene attraverso un cordolo, composto da due profili in acciaio formato a freddo: un profilo a C posto sul lato interno dell'edificio ed un profilo ad L posto sul lato esterno. La presenza dei due profili assicura la trasmissione dei carichi verticali e orizzontali dal solaio alle pareti.

L'accoppiamento dei due materiali, acciaio e legno, concilia le esigenze del progettista e dà la possibilità di realizzare svariate soluzioni architettoniche, rimanendo comunque nella sfera delle strutture a secco, con i relativi vantaggi che questo comporta. L'utilizzo dei pannelli di legno X-Lam consente di realizzare ampie superfici e pareti controventanti senza alcuna difficoltà, in quanto i collegamenti con la struttura in acciaio sono realizzati attraverso viti che non necessitano di pre-forature.

I pannelli di legno X-Lam impiegati sia per il solaio che per le pareti controventanti, garantiscono una superficie piana e solida, facilmente componibile e rifinibile, sposando così la filosofia propria dei sistemi costruttivi a secco.

Particolare cura è stata posta nella progettazione delle sezioni dei profili in acciaio, che per facilitare la posa ed il collegamento dei pannelli in legno, individua delle vie preferenziali per il passaggio degli impianti, senza necessariamente dover creare gli appositi cavetti o vani tecnici. Infatti le concavità, disposte verso l'interno dell'edificio, dei montanti standard con sezione ad  $\Omega$  e del profilo a C facente parte del cordolo, si prestano al doppio uso di elementi portanti e canalizzazioni per gli impianti, permettendo a quest'ultimi di poter raggiungere comodamente i piani superiori e di spostarsi orizzontalmente per raggiungere i vari lati dell'edificio.

Il sistema costruttivo sopra descritto è stato sviluppato e progettato in ogni sua parte, particolare cura è stata posta nella progettazione dei dettagli costruttivi dei collegamenti dei vari elementi.

Concluso lo sviluppo del sistema lo si è applicato ad un caso studio, un edificio di 3 piani con pianta a C.

L'edificio studio è stato progettato e verificato sia in condizioni statiche che sismiche.

Dall'analisi statica è possibile osservare come lo spessore dei pannelli controventati sia dato solamente dal bisogno di garantire una superficie piana facilmente rifinibile, in quanto la verifica per flessione dovuta ai carichi da vento risulta ampiamente verificata, mentre la verifica per imbozzamento in condizioni sismiche è ampiamente soddisfatta, dato lo spessore del pannello.

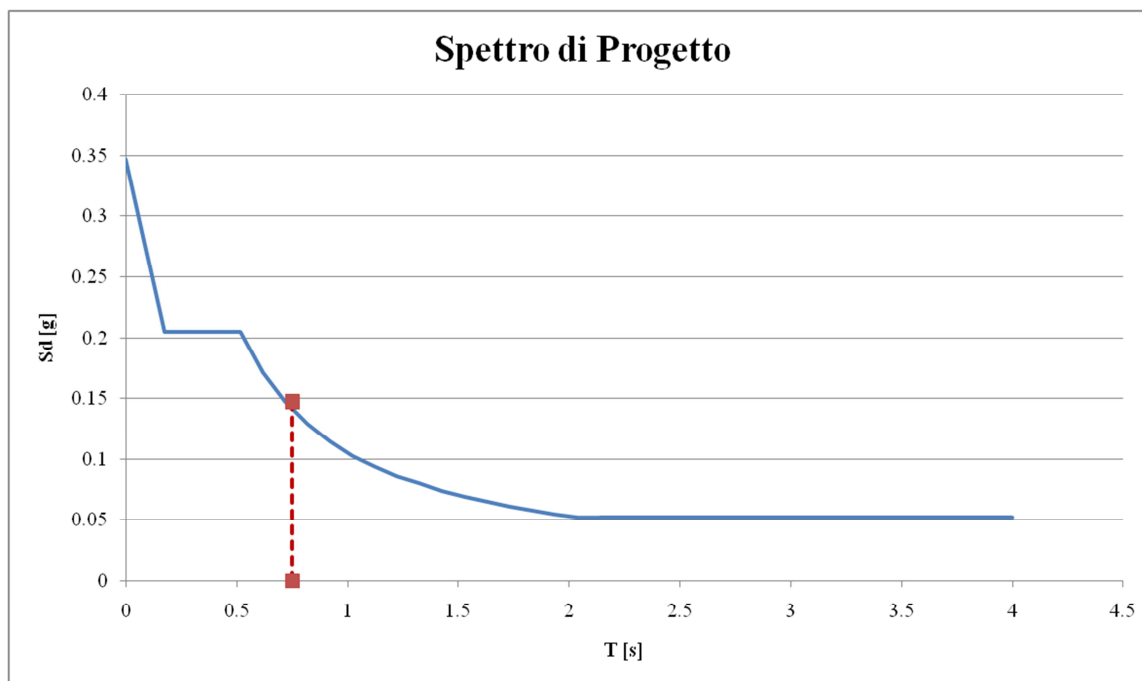
La verifica sismica dell'edificio studio è stata condotta utilizzando sia l'Analisi Statica Lineare che l'Analisi Dinamica Lineare (spettrale).

Le sollecitazioni sismiche derivanti dall'Analisi Statica Lineare sono maggiori delle sollecitazioni sismiche ricavate dall'Analisi Dinamica Lineare, su cui si sono basati i reali dimensionamenti delle strutture e dei collegamenti, in quanto rappresenta più verosimilmente il comportamento della struttura. Questa differenza è da imputarsi principalmente alla formula fornita dalla normativa italiana per il calcolo del possibile periodo fondamentale della struttura. La formula:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4} = 0.050 * (14)^{3/4} = 0.362 \text{ s}$$

restituisce un valore del periodo pari alla metà di quello risultante dall'analisi modale effettuata successivamente, che restituisce un valore di *0,751s*, questo comporta una sollecitazione maggiore in quanto colloca la struttura nel plateau dello spettro di progetto.

Dalle analisi dinamiche e soprattutto dai modi di vibrare della struttura, si può osservare come il comportamento della struttura sia ordinario, con i primi due modi traslazionali, in cui partecipa quasi l'80% della massa totale ed il terzo modo rotazionale con circa il 15% della massa partecipante. Inoltre, se si considera il primo modo di vibrare della struttura con una frequenza di *1,332 Hz*, che equivale ad un periodo di *0,751 s*, si nota, come detto in precedenza, come la struttura si trovi al di fuori del plateau, questo può essere dovuto ad una minore massa e rigidità dell'edificio, che ne fa traslare il periodo fondamentale verso destra.



*Figura 127: Spettro di progetto ed indicazione del periodo fondamentale della struttura*

Per potere eseguire l'analisi Dinamica Lineare dell'edificio si è dovuto costruire un modello capace di riprodurre le caratteristiche di rigidità delle connessioni impiegate nel sistema di controventamento. Per far questo si è ricorso ad un modello ausiliario capace di riprodurre la reale rigidità dell'intera parete di controvento. Questo modello è stato utilizzato per tarare la rigidità equivalente degli elementi plate con i quali si è modellato l'intero edificio.

Per quanto riguarda la scelta del fattore di struttura con cui condurre le analisi, si è fatto riferimento al valore  $q=4$ , indicato dalla normativa per pareti a diaframmi chiodati che non rispettano i requisiti sui collegamenti indicati dalla normativa.

Alla luce degli studi effettuati in questo lavoro di tesi e alla specifica applicazione ad un caso studio, è possibile affermare che il sistema costruttivo proposto presenta un buon comportamento strutturale sia in condizioni statiche che sismiche. Lo studio dei dettagli costruttivi garantisce un ottimo comportamento strutturale, oltre che un'elevata efficienza nel montaggio della struttura.

Un possibile sviluppo del lavoro svolto consiste nell'esecuzione di analisi di tipo non lineare sul comportamento globale della struttura allo scopo di comprendere il reale comportamento dissipativo della struttura e quindi scegliere in maniera adeguata il fattore di struttura  $q$ .



## BIBLIOGRAFIA

- UNI EN 1993-1-1, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-3, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo;
- UNI EN 1993-1-5, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra;
- UNI EN 1993-1-8, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1995-1-1; Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-1, Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- D.M. 14/01/2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Vincenzo Nunziata, "Teoria e pratica delle strutture in acciaio", Dario Flaccovio Editore;
- Giulio Ballio e Claudio Bernuzzi, "Progettare costruzioni in acciaio", Hoepli
- A. Ghersi, R. Landolfo e F. M. Mazzolani, "Design of metallic cold – formed thin – walled members", Taylor & Francis Group;
- Piazza Maurizio, Tomasi Roberto e Modena Roberto, "Strutture in legno", Hoepli;
- "L'Aquila: il Progetto C.A.S.E.", Iuss Press [2010];
- Il sito internet "Rothoblaas", [www.rothoblaas.com](http://www.rothoblaas.com);
- Il sito internet "Promo\_Legno", [www.promolegno.com](http://www.promolegno.com).