C O M U N E D I F OSSOMBRONE (PU)

PROGETTO: COSTRUZIONE DI EDIFICIO DI CIVILE ABITAZIONE CON MATERIALE IN LEGNO MASSICCIO SISTEMA BLOCKHOUSE

COMMITTENTE: Sig. XXXXXXX XXX

ELABORATO UNICO CONTENENTE:

RELAZIONE TECNICA GENERALE

- Relazione Tecnica Illustrativa e dei Materiali (B1)
- Relazione di Calcolo delle Strutture (C1)
- Relazione sulle Fondazioni (E1)

Progettista Lavori Strutturali:
Dott. Ing. Adriano Guidi

Progettista Lavori Architettonici:
xxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxx

1	Emissione per Committenza	Guidi	Guidi	Guidi	29-10-2016
Rev.	Description	Prepared	Checked	Approved	Date

Sommario

ELABORATO UNICO 4

Introduzione 4

RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA E DEI MATERIALI 6

1.1 Descrizione dell'edificio 6
1.2 Quadro normativo di riferimento 6
1.3 Relazione sui Materiali 7
1.3.1 Legno 7
1.3.2 Opere in c.a. (platea di fondazione) 8
1.3.2.1 Acciaio a barre 8
1.3.2.2 Calcestruzzo 10

RELAZIONE DI CALCOLO 12

2.1 Analisi dei carichi 12
2.1.1 Valutazione dei carichi 12
2.1.1.1 Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura 12
2.1.1.2 Condizioni elementari di carico 12
2.1.1.3 Carichi permanenti 12
2.1.1.3.1 Pareti 13
2.1.1.3.2 Solaio di copertura: 13
2.1.1.4 Carichi accidentali 15
2.1.1.4.1 Neve 15
2.1.2.4.2 Vento 16
2.1.2.4.3 Persone 18
2.1.1.5 Azione sismica 19
2.1.1.5.1 Vita nominale 19
2.1.1.5.2 Classe d'uso 19
2.1.1.5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica 19
2.1.1.5.4 Pericolosità sismica - definizione 19
2.1.1.5.5 Stati limite e relative probabilità di superamento 20
2.1.1.5.6 Spettro di risposta 20
2.1.1.5.7 Combinazione dell'azione sismica 21
2.1.1.5.8 Suolo del sito 24
2.2 Analisi statica equivalente 25
2.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali 25
2.1.1.1 Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura 25
2.1.1.2 Amplificazione stratigrafica 27
2.1.1.3 Amplificazione topografica 27
2.2.2 Spettro di progetto per gli stati limite ultimi 28
2.2.2.1 Determinazione degli spettri di progetto 28
2.2.2.2 Parametri spettrali 29
2.2.2.3 Categoria sottosuolo 30

2.2.2.4 Amplificazione topografica 31
2.2.2.5 Individuazione del metodo di analisi prescelto 31
2.2.2.6 Fattore di struttura q per lo SLU 33
2.2.2.7 Fattore di struttura q per lo SLD 33
2.2.2.8 Accelerazione di riferimento per SLV 33
2.2.2.9 Accelerazione di riferimento per SLD 34
2.2.3 Forze sismiche di piano 35
2.2.3.1 Analisi statica lineare 35
2.2.3.2 Ripartizione delle forze sismiche 38
2.2.3.3 Verifica al sisma per ogni parete – Compressione 41
2.2.3.3.1 Verifica al sisma per ogni parete – Compressione 42
2.2.3.4 Fattore riduttivo per intagli – Nodi 51
2.2.3.5 Verifica al sisma per ogni parete – Taglio 52
2.2.3.6 Verifica sismica allo scorrimento per ogni parete 61
2.2.3.7 Verifica sismica al ribaltamento dell'edificio 68
2.2.3.7.1 Determinazione del baricentro delle masse 68
2.2.3.7.2 Verifica al ribaltamento 72
2.3 Struttura sottoposta al vento 73
2.3.1 Determinazione delle forze dovute al vento 73
2.3.1.1 Azione del vento sui nodi - SLU 73
2.3.1.2 Verifiche al VENTO aree di influenza 75
2.3.1.3 Verifiche al VENTO per ogni parete – compressione – SLU 78
2.3.1.4 Azione del VENTO su ciascuna parete 82
2.3.1.5 Verifiche al VENTO per ogni parete – taglio – SLU 84
2.3.1.6 Verifiche al ribaltamento – Sopravento + Sottovento 87
2.4 Analisi statica – SLU e SLE 88
2.4.1 Trave di copertura a due campate – SLU verifiche di resistenza 88
2.4.2 Trave di copertura a due campate – SLE verifiche sulla deformabilità 100
2.4.3 Trave di copertura una campata più mensola – SLU verifiche di resistenza 108
2.4.4 Trave di copertura una campata più mensola – SLE verifiche sulla deformabilità della campata appoggiata 120
2.4.5 Trave di copertura una campata più mensola – SLE verifiche sulla deformabilità della mensola 127
2.5 Setto verticale – verifica a compressione SLU 136
2.5.1 Verifica setto con trave a maggiore interasse 136
2.5.2 Setto interno con trave a maggiore interasse 141
2.5.3 Verifica setto con trave a interasse non maggiore 143
2.5.4 Verifica setto con trave a interasse non maggiore 147
2.6 Instabilità della trave 149
2.6.1 Instabilità della trave – teoria 149
2.6.2 Verifica instabilità della trave 150
2.7 Relazione sulle fondazioni 149

ELABORATO UNICO

COMMITTENTE : Sig. XXX XXX

OGGETTO : Realizzazione di nuova costruzione in legno massiccio dotata di solo piano terra.

LOCALITA' : Fossombrone (PU)

Introduzione

La presente relazione tecnica è allegata al progetto per la costruzione di un edificio di civile abitazione da erigere a Fossombrone (PU) , Via xxxxx n°xx su terreno censito al Foglio xx, con il Mappale xx Subalterni x,x,x.

L'edificio in oggetto (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) è costituito da due parti contigue:

- il corpo principale adibito ad abitazione;
- il corpo secondario forma la veranda con sporgenza della copertura di 200cm.

Il presente Elaborato Unico riporta le seguenti tre relazioni:

Relazione Tecnica Illustrativa e dei Materiali,
Relazione di Calcolo delle Strutture

Omissis

E più in dettaglio include:

- la descrizione della struttura,
- la normativa di riferimento,
- la descrizione dei materiali impiegati,
- la descrizione e quantificazione dei carichi agenti sulla struttura,
- l'analisi sismica,
- le verifiche agli SLU (Stati Limite Ultimo) e SLE (Stati Limite di Esercizio).

Figura 1 – Casetta Modello "Toscana II mm58"

RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA E DEI MATERIALI

1.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio è ha pianta compatta rettangolare ed è costituito di solo piano terra di dimensioni planimetriche esterne complessive di 10.2m x 5.2m.

Le dimensioni interne sono le seguenti:

- planimetriche 8.30 x 4.85m
- altezza massima 2.70 e minima 2.20.

La copertura è a due falde simmetriche.

Trattasi di casetta in legno massiccio di abete nordico naturale con pareti di spessore 58mm il cui sistema di costruzione è ad incastro blockhaus.

E' composta di quattro vani separati da pareti divisorie e porte in legno massello, le finestre sono dotate di vetri termici e di scuretti.

La copertura è composta da listoni in legno massello di abete nordico dello spessore di 19mm fissati su travi anch'esse dello stesso materiale.

L'orizzontamento del piano terra (pavimento) è composto da listoni in legno massello di abete nordico dello spessore di 28mm appoggiati su telaio impregnato in autoclave.

La fondazione del tipo superficiale è a platea in c.a.

1.2 Quadro normativo di riferimento

Le verifiche sono state eseguite in accordo alle:

"*Norme Tecniche per le Costruzioni*" di cui al D.M. 14/01/2008 (nel seguito denominate NTC 2008);

circolare 02/02/2009, n°617 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

1.3 Relazione sui Materiali

1.3.1 Legno

Nella tabelle che seguono sono riportati i profili del legno massiccio di conifera della Classe C24 (utilizzato per le pareti) e della Classe C30 (utilizzato per le travi di copertura) classificato in accordo alle EN 14081-1:2005+A1 :2011.

Legno Massiccio		
CLASSE DI RESISTENZA		***C24***
Resistenza [MPa]		
flessione	$f_{m,k}$	24
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.5
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.5
taglio	$f_{v,k}$	2.5
Modulo Elastico [GPa]		
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	7.4
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.37
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.69
Massa Volumica [kg/m^3]		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	350
Massa volumica media	ρ_m	420

Tabella 1 – Profilo di Resistenza del Legno Massiccio Utilizzato per le Pareti

Legno Massiccio		
CLASSE DI RESISTENZA		***C30***
Resistenza [MPa]		
flessione	$f_{m,k}$	30
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	18
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	23
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.7
taglio	$f_{v,k}$	3
Modulo Elastico [GPa]		
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	12
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	8
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.4
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.75
Massa Volumica [kg/m^3]		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	380
Massa volumica media	ρ_m	460

Tabella 2 – Profilo di Resistenza del Legno Massiccio Utilizzato per le Travi di Copertura

1.3.2 Opere in c.a. (platea di fondazione)

1.3.2.1 Acciaio a barre

L'acciaio è il tipo B450C controllato in stabilimento ad aderenza migliorata e saldabile in accordo al § 11.3.2.7 delle NTC 2008.

Acciaio B450C				
Caratteristiche generali				
modulo elastico	E_s	210000	MPa	
snervamento	f_{yk}	450	MPa	NTC200 11.3.2.1 tab. 11.3.la
resistenza a trazione	f_{tk}	540	MPa	NTC200 11.3.2.1 tab. 11.3.la
Stato Limite di Salvaguardia della Vita				
coefficiente materiale SLV	γ_s	1.15		
resistenza di progetto a trazione SLV	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	MPa	
Stato Limite di Esercizio				
coefficiente materiale SLE	γ_s	1		
tensione di progetto SLE	$\sigma_{saz.\ rare} = 0{,}8\ f_{yk}$	360	MPa	
Altre caratteristiche				
rapporto di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35$		
deformazione di progetto a trazione	ε_{yd}	1.86E-03		
(Agt)k (allungamento)	≧	7.5	%	

Tabella 3 – Profilo di Resistenza dell'Acciaio B450C

rete elettrosaldata: costituita con acciaio B450C con rapporto dei diametri di filo dell'ordito $Ø_{max}/Ø_{min}$ = 0.60.

Connettori								
Barre Ø14 ad aderenza migliorata in acciaio B450C conforme al D.M. 14.01.2008								
$f_{y\ nom}$ =							450	N/mm^2
$f_{t\ nom}$ ($f_{u,k}$)							540	N/mm^2

Tabella 2 – Tirafondi per fondazione

1.3.2.2 Calcestruzzo

Il calcestruzzo utilizzato è quello con resistenza caratteristica cubica a compressione Rck= 25 MPa.

Calcestruzzo (C20/25)			
Caratteristiche generali			
resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	25	N/mm²
modulo elastico	$E_c = 22000[fcm/10]^{0,3}$	30200.49	Mpa
resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0,83xR_{ck}$	20.75	Mpa
valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	28.75	Mpa
resistenza cilindrica a trazione	$f_{ctm} = 0,30xf_{ck}^{2/3}$	2.27	Mpa
Stato Limite ultimo e di salvaguardia della Vita			
coefficiente materiale SLV	γ_c	1.5	
resistenza di progetto a compressione SLV	$fcd = \alpha_{cc}fck / \gamma_c = 0,85*0,83*Rck / \gamma_c = 0,85*fck / \gamma_c$	11.75833	Mpa
resistenza media di progetto a trazione semplice SLV	$f_{ctm} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.510	Mpa
resistenza media di progetto a trazione per flessione SLV	$f_{cfm} = 1, 2fctm$	1.812	Mpa
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.510	Mpa
resistenza di calcolo a trazione per solette, pareti di spessore < 5cm	$f_{ctd}(spessori<5cm) = 0.80*(f_{ctk} / \gamma_c)$	1.208	Mpa
Stato Limite di Esercizio (condizioni ambientali ordinarie)			
coefficiente materiale SLE	γ_c	1.5	
tensione di progetto SLE	$\sigma_{az.\ quasi\ permanenti} = 0,45\ f_{ck} =$	9.34	Mpa
tensione di progetto SLE	$\sigma_{az.\ rare} = 0,6\ f_{ck}$	12.45	Mpa

Tabella 4 – Caratteristiche del Calcestruzzo

RELAZIONE DI CALCOLO

2.1 Analisi dei carichi

2.1.1 Valutazione dei carichi

2.1.1.1 Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura

I carchi che agiscono sulla struttura sono i seguenti:

- carichi permanenti
  costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e da quelli portati costituenti le sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.
- Azioni del vento e della neve
  Le azioni del vento e della neve sono valutate in accordo alle NTC2008, relativamente al sito in cui verrà realizzato l'edificio.
- Carichi accidentali
- Azioni sismiche
  Si considerano presenti le masse relative ai carichi permanenti e ad un'aliquota dei carichi accidentali. L'entità dell'azione sismica è determinata in accordo alle NTC2008.

2.1.1.2 Condizioni elementari di carico

La struttura sarà calcolata per fronteggiare le seguenti condizioni di carico, associate secondo combinazioni prescritte dalle normative vigenti, in funzione delle peculiarità strutturali esaminate.

G1 peso proprio della struttura,

G2 carichi permanenti,

N azioni della neve,

V azioni del vento

S azioni sismiche.

2.1.1.3 Carichi permanenti

La struttura portante è stata dimensionata per sopportare i seguenti carichi permanenti:

- pareti,

- solaio di copertura.

2.1.1.3.1 Pareti

spessore 58mm

densità 420 kg/m^3

Peso parete = (1 x 1 x 0.058) x 420 = 24.36 kg/m^2

2.1.1.3.2 Solaio di copertura:

La Tabella 5 riporta i carichi permanenti della copertura.

ANALISI DEI CARICHI - COPERTURA														
Stratigrafia	travi	pesi propri W		lunghezza copertura	larghezza copertura	base trave	altezza trave	spessore tavolato	angolo copertura		coeff. Combinazione ψ2j	Peso Unitario		
[-]	[n°]	[kg/m³]	[kg/m²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[deg]	[rag]	Tab.2.5.I - NTC2008	[kg/m²]	[kN/m²]	[daN/m²]
travi in legno Massiccio Classe C30 sez. 58x174.5 cm² n°7 travi	7	460		10.18	5.20	0.058	0.180	-			-	6.45	0.06	6.32
tavolato di spessore 19mm		420		10.18	5.20	-	-	0.019			-	7.98	0.08	7.83
SOMMANO (Tot. G1) RIFERITI ALL'ORIZZONTALE									12	0.20944	-	14.11	0.138	**13.84**
manto di copertura	-	-	0	-	-	-	-	-			-	0	0.00	0.00
guaina in ardesia thk 4.0mm	-	-	6.5	-	-	-	-	-			-	6.5	0.06	6.37
SOMMANO (Tot. G2) RIFERITI ALL'ORIZZONTALE									12	0.20944	-	6.36	0.062	**6.24**
Qk1 = neve a quota < 1000m s.l.m	-	-	110	-	-	-	-	-				0.00	0.00	0.00
Qk2 = copertura accessibile per sola manutenzione	-	-	50	-	-	-	-	-			0	0.00	0.00	0.00

Combinazione carichi permanenti da aggiungere ai carichi "**E**" dovuti al sisma

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$

Tabella 5 – Carichi G1 e G2 Solaio di Copertura Valutati per Striscia Unitaria

Copertura: (+=Sopravento (- = Sottovento)	±0.312 kN/m²	**STRUTTURA STAGNA**
Parete Sopra Vento	0.623 kN/m²	
Parete Sotto Vento	0.312 kN/m²	

Tabella 6 – Azioni del Vento

2.1.1.4 Carichi accidentali

La struttura portante è stata dimensionata per sopportare i seguenti carichi permanenti.

2.1.1.4.1 Neve

Zona I a_s = quota 118m s.l.m. inclinazione prima falda $\alpha_1 = 12°$

inclinazione seconda falda $\alpha_2 = 12°$

q_s	(carico neve sulla copertura [kN/m^2])	=	$\mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$
$\mu_i(\alpha_1)$	(coefficiente di forma)	=	0.8
$\mu_i(\alpha_2)$	(coefficiente di forma)	=	0.8
C_E	(coefficiente di esposizione)	=	1
C_t	(coefficiente termico)	=	1
q_{sk}	(valore caratteristico della neve al suolo [kN/m^2])	=	1.50

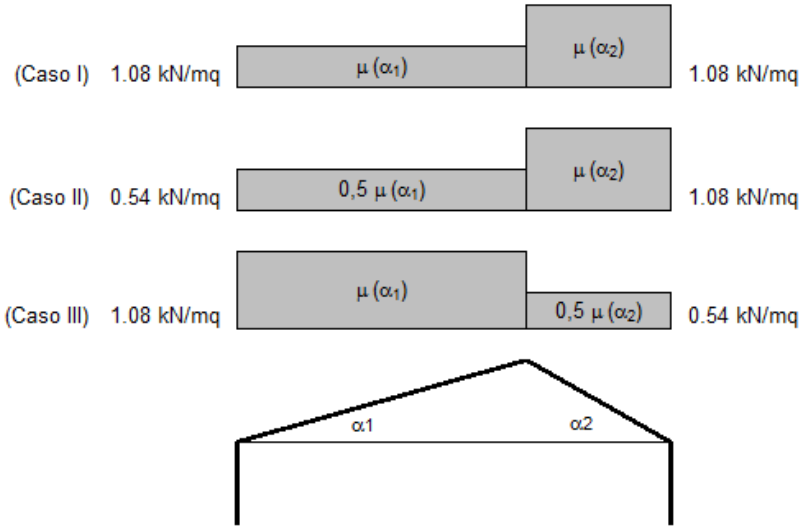
Il massimo carico di neve risulta essere:

Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	12
α_2 (inclinazione falda [°])	12

$\mu(\alpha_1)$	0.8

$\mu(\alpha_2)$	0.8



q = 1.08 kN/m^2

Carico Neve Adottato q = 1.10 kN/m^2

2.1.2.4.2 Vento

ZONA 3

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			118
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \le a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \le 1500$ m			
v_b (T_R = 50 [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			27.020

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (ρ = 1,25 kg/mc)

q_b [N/mq]	456.29

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

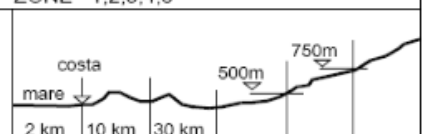
C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5

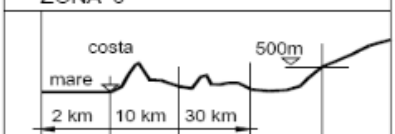


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

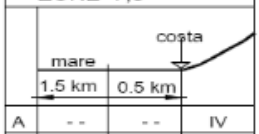
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9

A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

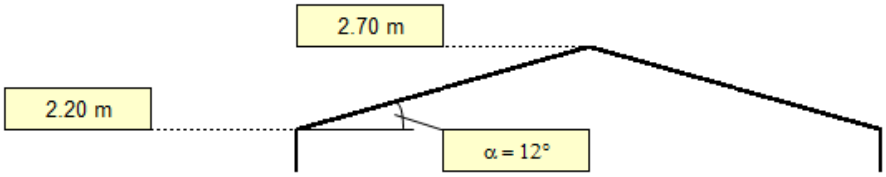
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	C	118

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
III	0.2	0.1	5	1

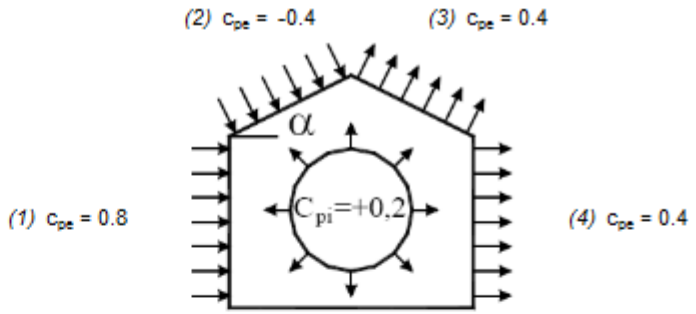
z [m]	c_e
$z \leq 5$	1.708
z = 2.2	1.708
z = 2.7	1.708



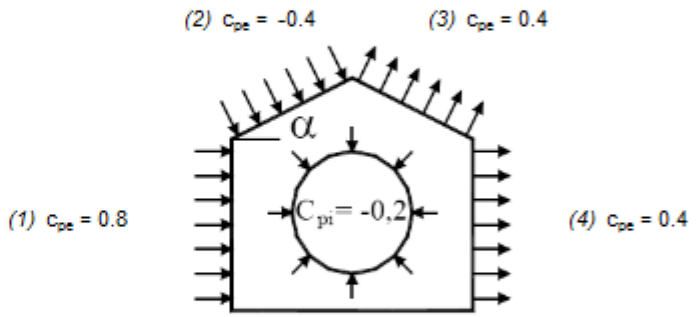
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

	c_p	p [kN/mq]
(1)	0.80	0.623
(2)	-0.40	-0.312
(3)	0.40	0.312
(4)	0.40	0.312

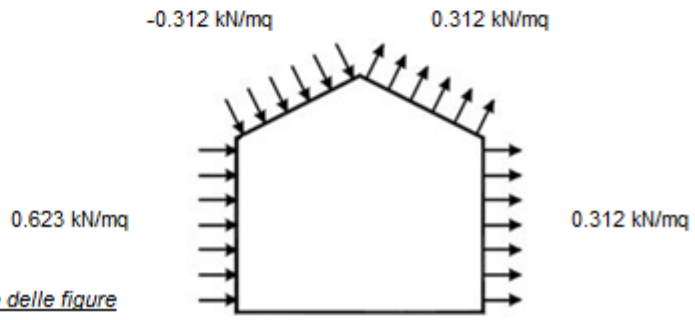


	c_p	p [kN/mq]
(1)	0.80	0.623
(2)	-0.40	-0.312
(3)	0.40	0.312
(4)	0.40	0.312



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.623
(2)	-0.312
(3)	0.312
(4)	0.312



***N.B** . Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure*

Valori adottati:

Parete sopravento 0.62 kN/m^2

Parete sottovento 0.31 kN/m^2

Tetto sopravento -0.31 kN/m^2 (verso che tende a sollevare il tetto)

Tetto sottovento 0.31 kN/m^2 (verso che tende a sollevare il tetto)

2.1.2.4.3 Persone

Coperture Cat. H1 : coperture accessibili per sola manutenzione = 0.50kN/m^2

2.1.1.5 Azione sismica

2.1.1.5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N va intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I del D.M. 14/01/2008, per la struttura in esame si fa riferimento alla categoria 2 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" per cui viene fissato **$V_N \geq 50$ anni**.

2.1.1.5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso a seconda dell'importanza dell'opera. La struttura in esame viene classificata dalle NTC 2008 al § 2.4.2 come di classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti". In funzione della classe d'uso dalla Tabella 2.4.II si ricava ***C_U =1.0.***

2.1.1.5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche agenti sulle costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni} \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

2.1.1.5.4 Pericolosità sismica - definizione

Nella normativa Italiana, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

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 (Categoria A);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R.

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

2.1.1.5.5 Stati limite e relative probabilità di superamento

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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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.

2.1.1.5.6 Spettro di risposta

Lo spettro di risposta di un dato terremoto è un diagramma nel quale viene riportata, in funzione del periodo proprio T e per diversi valori del fattore di smorzamento X, la massima risposta di oscillatori ad un grado di libertà sotto un dato terremoto.

Lo spettro di risposta non descrive in maniera completa un terremoto, però contiene tutte le informazioni necessarie ai fini del progetto di una struttura. Infatti, per una struttura ad un grado di libertà la conoscenza dello spostamento massimo (oppure della accelerazione massima) ci consente di eseguirne la verifica attraverso la forza statica equivalente.

Lo spettro di risposta è definito, per ciascuna, P_{VR} (o T_R), a partire dai valori dei parametri seguenti, tutti forniti dalla normativa, validi per sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito,
F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
TC* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, quest'ultima si considera per elementi strutturali particolari e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia in Zone 3 o 4.

2.1.1.5.7 Combinazione dell'azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Nel presente caso di costruzione civile le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni che sono utilizzate per l'analisi statica.

La combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimo e di esercizio connessi alla azione sismica è descritta dalla seguente relazione estratta dal §2.5.3 delle NTC 2008:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

Dove i valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella tabelle che segue estratta dalle NTC 2008.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 7 – Calori dei Coefficienti di Combinazione (Tab.2.5.I delle NTC 2008)

La tabella che segue riporta i pesi gravitazionali.

Categoria/Azione Variabile	ψ_{2j}	Q_{kj}	G_1	G_2
		[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]
Neve	0.0	1.10	-	-
Vento copertura	0.0	0.312	-	-
Civile abitazione (*)	0.3	2.00	0.00	0.00
Copertura	0.0	0.5	0.138	0.062
Note: (*) L'edificio presenta solo piano terra				

Tabella 8 – Carichi e Coefficienti per Combinazione Carichi Gravitazionali

Si determina il peso sismico dato dalle seguenti relazioni :

Peso sismico per solaio di copertura:

$G_1+G_2+\psi_{21}*Qk_{1(neve)}+\psi_{22}*Qk_{2(vento)}+\psi_{23}*Qk_{3(copertura)}$

Peso sismico per solaio piano:

$G_1+G_2+\psi_{21}*Qk_{1(\text{civile abitazione})}$

Peso sismico di piano Solaio di Copertura	0.20	kN/m^2
Peso sismico Solaio di Piano	0.60	kN/m^2
Area copertura	53.04	m^2
Area di piano	0.00	m^2

Si definisce il contributo che ogni elemento strutturale da al peso di piano

Orizzontamenti

$W_{copertura}$	=	10.65 kN	=	1.09	t
W_{piano}	=	0.00 kN	=	0.00	t

Pareti perimetrali Longitudinali			Pareti interne		
densità	420	kg/m^3	densità	420	kg/m^3
altezza (costante)	2.2	m	altezza (media)	2.45	m
lunghezza	10.18	m	lunghezza	18.14	m
spessore	0.058	m	spessore	0.058	m
n° tamponature	2				
finestra 1	1.23	m^2	porta1	1.50	m^2
finestra 2	0.65	m^2	porta2	1.50	m^2
finestra 3	1.23	m^2	porta3	1.50	m^2
finestra 4	1.23	m^2			
apertura veranda 1	1.70	m^2			
apertura veranda 2	1.70	m^2			
volume aperture	0.45	m^3	volume aperture	0.26	m^3
Volume lordo	2.60	m^3	Volume lordo	2.58	m^3
Volume netto	2.15	m^3	Volume netto	2.32	m^3
$W_{pareti\text{-}perim.\text{-}Long.}$	903.02	kg	$W_{pareti\text{-}interne}$	972.90	kg

Pareti perimetrali Trasversale		
densità	420	kg/m^3
altezza (media)	2.45	m
lunghezza	5.20	m
spessore	0.058	m
n° tamponature	2	
porta ingresso	2.75	m^2
volume aperture	0.16	m^3
Volume lordo	1.48	m^3
Volume netto	1.32	m^3
$W_{pareti\text{-}perim.\text{-}Trasv.}$	553.71	kg

$W_{pareti\text{-}perim.}$	1.46 t	$W_{pareti\text{-}interne}$	0.97 t

Riassumendo i pesi sismici sono:		
peso sismico piano tipo		0.00 t
peso sismico piano copertura	$\mathbf{W_{copertura} + W_{pareti\text{-}perim.} + W_{pareti\text{-}interne}}$	**3.52 t**

2.1.1.5.8 Suolo del sito

Il suolo come da relazione geologica è di tipo C.

2.2 Analisi statica equivalente

2.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

2.1.1.1 Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR,}$ lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

Nelle quali:

T ed S_e sono, rispettivamente periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T$$

Essendo S_S il coefficiente di amplificazione topografica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione,

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove $\mathbf{T^*_C}$ è definito al § 3.2 delle NTC 2008 e $\mathbf{C_C}$ è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tabella 9)

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Categoria sottosuolo	Ss	Cc
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 9 – Valori di SS e CC (tabella 3.2.V delle NTC 2008)

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni che hanno la stessa forma dello spettro di risposta elastico della componente orizzontale dove i termini $\mathbf{S_e(T)}$, ed $\mathbf{F_o}$, sono sostituiti dai termini $\mathbf{S_{ve}(T)}$ ed $\mathbf{F_v}$ nelle quali **T** e $\mathbf{S_{ve}}$ sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e $\mathbf{F_v}$ è il fattore

che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno $\mathbf{a_g}$ su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$$

2.1.1.2 Amplificazione stratigrafica

I coefficienti $\mathbf{S_S}$ e $\mathbf{C_C}$ possono essere determinati seguendo le espressioni della Tabella 9 in funzione dei valori $\mathbf{F_o}$ e $\mathbf{T^*_C}$ relativi al sottosuolo di categoria **A**, nelle quali **g** è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

2.1.1.3 Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico $\mathbf{S_T}$ riportati nella Tabella 10.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 10 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (tabella 3.2.VI delle NTC 2008)

La descrizione delle categorie topografiche è riportata nella Tabella 11.

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

Tabella 11 – Categorie topografiche (tabella 3.2.IV delle NTC 2008)

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

2.2.2 Spettro di progetto per gli stati limite ultimi

2.2.2.1 Determinazione degli spettri di progetto

Ai fini del progetto o della verifica della struttura le capacità dissipative di questa possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, ossia tenendo in 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 $\mathbf{S_d(T)}$ 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 $\mathbf{P_{VR}}$ considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule precedenti **η** con 1/**q**, dove **q** è il fattore di struttura.

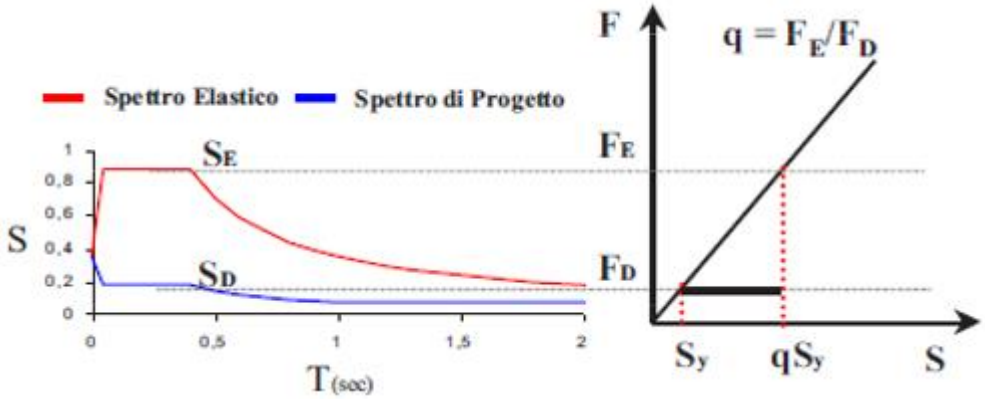


Figura 2 – Il Fattore di Struttura "q"

Lo spettro di progetto della componente orizzontale è:

$$0 \le T \le T_B \qquad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T \le T_C \qquad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q}$$

$$T_C \le T \le T_D \qquad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q_0} \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T \ge T_D \qquad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

Dal paragrafo 7.7.1 delle NTC 2008 si estrae:
"Per le strutture progettate secondo il comportamento b), gli effetti devono essere calcolati mediante un'analisi elastica globale, assumendo un **fattore di struttura q non superiore ad 1,5".**
Dove per comportamento b) deve intendersi un "comportamento strutturale scarsamente dissipativo".

Dal paragrafo 7.7.3 delle NTC 2008 si estrae:
"Strutture isostatiche in genere, archi a due cerniere, travi reticolari con connettori, in mancanza di specifiche valutazioni, sono da considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si deve dunque assegnare un fattore di struttura $\mathbf{q_0}$ non superiore a 1,5".

2.2.2.2 Parametri spettrali

Si riportano i parametri spettrali per il sito in esame nelle condizioni **SLV** (Stato Limite di salvaguardia della Vita) e **SLD** (Stato Limite di Danno).

Parametri spettrali per **SLV** e **SLD:**

Coordinate del reticolo sismico:

L'edificio sarà costruito nel comune di **Fossombrone (PU)**.

Le coordinate del sito in esame sono quelle prossime al punto di reticolo **20525** e sono le seguenti:

Longitudine	Latitudine
12.8136	43.6917

Tali coordinate ci danno i seguenti parametri spettrali:

SLU	a_g/g	F_0	T_c*
SLV	0.179	2.420	0.227s
SLD	0.069	2.423	0.288s

2.2.2.3 Categoria sottosuolo

Geologia e morfologia

Dalla relazione geologica elaborata dallo studio Tecnico di Geologia Dott. Geol. XXXX XXXXX XXXXX XXXXXX (XX) - Via XXX n°XX
si deduce che la Categoria del sottosuolo da assumere per l'analisi sismica è la:
C *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti" (Tab. 3.2.IV delle NTC 2008).*

Dalla localizzazione del sito si assume la Categoria topografica:

T_1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°" (Tab. 3.2.IV delle NTC2008)

Dalla Tab.3.2.V delle NTC2008 si ricavano per la Categoria di sottosuolo **C**

il coefficiente **C_c**

il coefficiente di amplificazione stratigrafica **S_s**

$$C_c = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$$

$$S_s = 1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$$

SLU	C_c	S_s	$S_{s\ adottato}$
SLV	1.52	1.44	1.44
SLD	1.58	1.60	1.50

2.2.2.4 Amplificazione topografica

Il valore massimo del coefficiente di amplificazione topografica $\mathbf{S_T}$:

$\mathbf{S_T}$ = 1 (vedi tab.3.2.6 NTC2008)

Pertanto si ottiene tenendo presente che: $S=S_S*S_T$

SLU	S
SLV	1.44
SLD	1.50

2.2.2.5 Individuazione del metodo di analisi prescelto

Dalle NTC2008 punto 3.2.3.2.1 si hanno le seguenti relazioni:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \qquad T_B = T_C / 3 \qquad T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Analisi Statica Lineare: E' applicabile per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipende significativamente dai modi di vibrare superiori.

L'edificio è regolare in altezza, in particolare tutte le pareti dal piano fondazione raggiungono la copertura, inoltre è regolare in pianta perché possiede configurazione compatta e simmetrica rispetto alle due direzioni in termini di massa e rigidezza e soddisfa tutti gli altri requisiti prescritti dalle NTC 2008 per definire tale regolarità, in particolare il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4.

Per quanto riguarda l'ipotesi di infinita rigidezza o meno degli impalcati si ricorda che questa dipende dal confronto della loro rigidezza con quelle delle strutture in elevazione.

Pertanto nella fattispecie è razionale ipotizzare la copertura infinitamente rigida nel proprio piano se confrontata con la rigidezza della struttura in elevazione. Infatti, nel caso in esame, la struttura in elevazione cui l'orizzontamento stesso è collegato non è costituita da muratura (elemento strutturale molto rigido, in grado di sopportare piccolissimi

spostamenti) ma da parete costituita da tavole di legno massiccio di rigidezza certamente confrontabile con quella della copertura che è realizzata con elementi trave e tavolame entrambi in legno massiccio.

Inoltre si specifica che in accordo:

al paragrafo 7.7.5.3 delle NTC 2008 i vincoli nel piano orizzontale fra impalcato e pareti portanti verticali sono di tipo bilatero;

al paragrafo 7.7.7.2 essendo la copertura priva di controventi intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per la trave a sezione rettangolare rispetta la condizione h/b ≤ 4.

Il periodo caratteristico delle struttura per strutture per H ≤ 40m vale:

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

H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione. Per qualsiasi tipo di struttura che non sia o a telaio di acciaio o in c.a. è

$$\mathbf{C_1} = 0.050.$$

H=	2.45	m	C_1=	0.050

SLV	T_1 = 0.098 sec	$2.5T_c$ = 1.241 sec	T_1 < T_D	
			T_1 < $2.5T_c$	
		punto 7.3.3.3 NTC2008	LECITA l'analisi statica lineare	
		punto 7.3.3.3 NTC2008	LECITA l'analisi statica lineare	
SLD	T_1 = 0.098 sec	$2.5T_c$ = 1.140 sec	T_1 < T_D	
			T_1 < $2.5T_c$	
		punto 7.3.3.3 NTC2008	LECITA l'analisi statica lineare	
		punto 7.3.3.3 NTC2008	LECITA l'analisi statica lineare	

Essendo la costruzione REGOLARE IN ALTEZZA per quanto riportato al punto 7.3.3.2 delle NTC2008 si può considerare in definitiva: LECITA l'analisi statica lineare.

I valori limite della varie porzioni di spettro risultano pertanto essere:

SLV	T_B =	0.166	T_C =	0.497	T_D=	2.316	sec	C_C	1.52
SLD	T_B =	0.152	T_C =	0.456	T_D=	1.876	sec		1.58

2.2.2.6 Fattore di struttura q per lo SLU

Si considera conservativamente la struttura a "comportamento strutturale scarsamente dissipativo". Per questo in accordo al paragrafo 7.7.1 delle NTC 2008 si adotta come fattore di struttura:

q = 1.50

OMISSIS

2.2.2.7 Fattore di struttura q per lo SLD

Per lo Stato Limite di Danno si considera (vedi paragrafo 7.3.1 delle NRT 2008):

q = 1.00

2.2.2.8 Accelerazione di riferimento per SLV

Per T =	T_1	=	**0.098**	sec
	T_B	=	0.166	sec
	T_C	=	0.497	sec
	T_D	=	2.316	sec

risulta essere

$0 \leq \quad T = T_1 \quad \leq T_B$

Pertanto lo spettro di progetto è il seguente:

$$S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

ricordando che:

a_g/g	=	0.179	sec
S	=	1.440	sec
F_0	=	2.420	sec
q	=	1.50	sec

η = 1/q = 0.667 (vedi anche parametri dipendenti dello spettro SLV)

si ottiene:

$S_d(T)$ = **0.351** **g**

2.2.2.9 Accelerazione di riferimento per SLD

Per T =	T_1	=	**0.098**	sec
	T_B	=	0.152	sec
	T_C	=	0.456	sec
	T_D	=	1.876	sec

risulta essere

$0 \leq T = T_1 \leq T_B$

$$S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

ricordando che:

a_g/g	=	0.069
S	=	1.500
F_0	=	2.423
q	=	1.00

$\eta = 1/q$ = 1.0 (vedi anche parametri dipendenti dello spettro SLD)

Posto: $S_d(T) = S_e(T)$ si ottiene:

$S_e(T)$ = **0.198** g

E per quanto prescritto al paragrafo 3.2.3.5 delle NTC 2008 si assume:

$S_e(T)$ = **0.200** g

2.2.3 Forze sismiche di piano

2.2.3.1 Analisi statica lineare

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

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i \,/\, \sum_j z_j W_j$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i	è la forza da applicare alla massa i-esima;
W_i e W_j	sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
z_i e z_j	sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1 delle NTC 2008), delle masse i e j;
$S_d(T_1)$	è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5 delle NTC 2008;
W	è il peso complessivo della costruzione;
λ	è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se T1 < 2TC, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
g	è l'accelerazione di gravità.

La figura che segue chiarisce in generale il significato dei simboli:

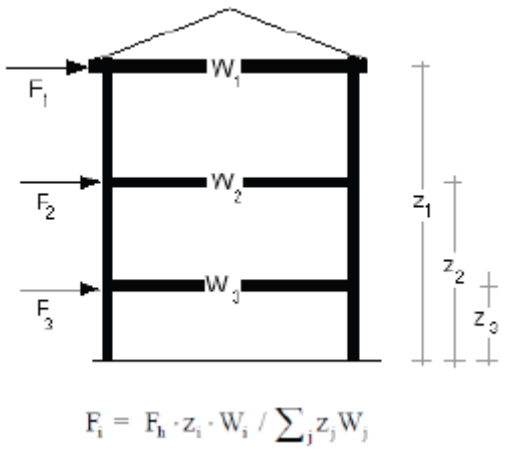


Figura 3 – Schema Generale delle Forze Sismiche di Piano

Con le opportune sostituzioni si perviene alla seguente relazione:

$$F_i = S_d(T_1) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot z_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} W_j}{\sum_{j=1}^{n} z_j W_j} = S_d(T_1) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot \varphi(z_i)$$

dove si è posto:

$$\varphi(z_i) = z_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} W_j}{\sum_{j=1}^{n} z_j W_j}$$

Trattandosi di edificio con solo piano terra e con altezza in gronda

Zi = 2.2 m

Si ottiene:

φ (Zi) = 1.00 m^{-1}

sapendo che:

$S_d(T)$ 0.351 g per lo SLV

$S_d(T)$ 0.200 g per lo SLD

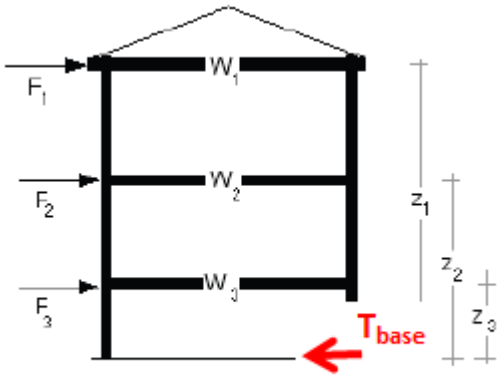
λ 1

W_i 3.52 t

$\sum_{j=1}^{n} W_j$ 3.52 t $\sum_{j=1}^{n} W_j$ = W E' il peso complessivo della costruzione

$\sum_{j=1}^{n} z_j W_j$ 7.7337 tm

Si ricava la forza sismica orizzontale al livello di gronda nella condizione di SLV e SLD:											
SLV	$F_i = F_{copertura}$	=	0.351 g	*	3.52	*	1 /g	*	1.00	=	1.23 t
SLD	$F_i = F_{copertura}$	=	0.200 g	*	3.52	*	1 /g	*	1.00	=	0.70 t



$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$

Figura 4 – Schema Generale del Taglio alla Base

SLV	TSLV = Sd(SLV)* W	1.23 t	=	$T_{base\ (SLV)}$
SLD	TSLV = Sd(SLD)* W	0.70 t	=	$T_{base\ (SLD)}$

2.2.3.2 Ripartizione delle forze sismiche

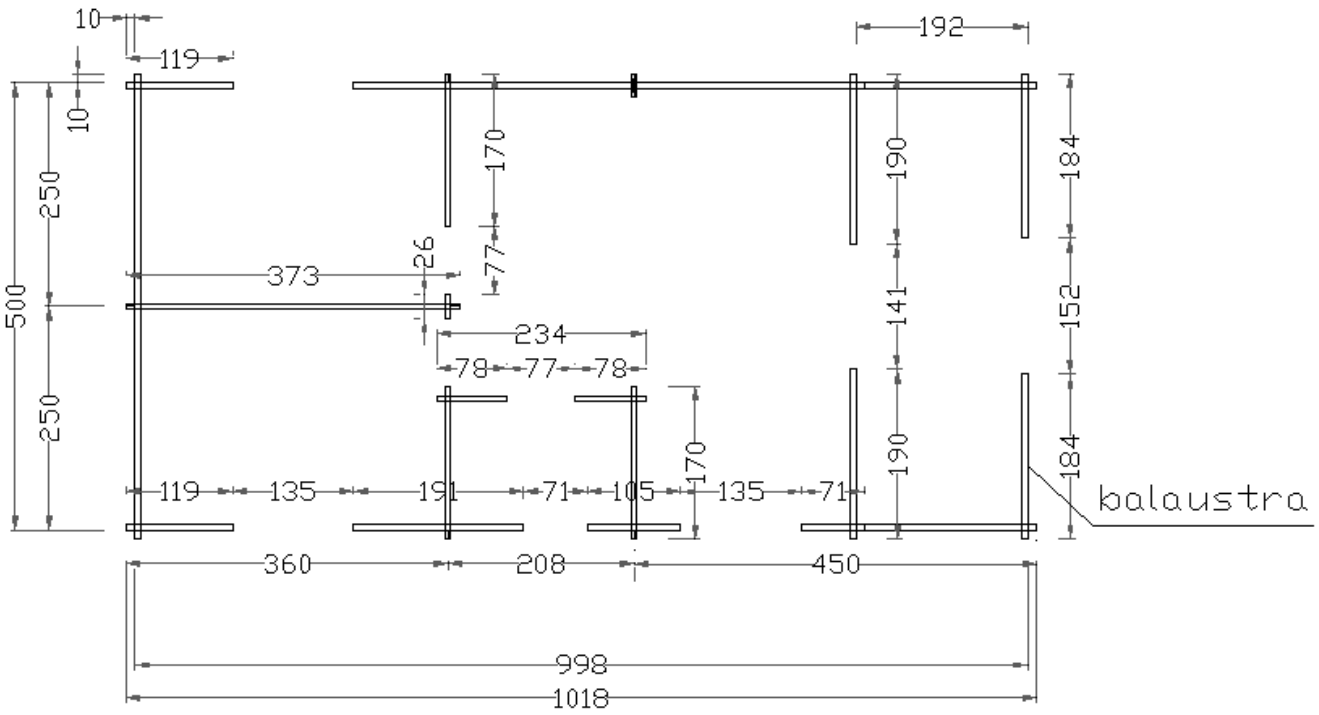


Figura 5 – Pianta Piano Terra

La ripartizione delle forze sismiche di piano è necessaria per effettuare la verifica al Taglio di ogni setto.

La verifica al Taglio viene eseguita secondo i seguenti steps:

Si valutano le aree di influenza di ciascun setto,

Si determinano la forze sismiche scaricate su ogni parete in funzione della loro area di influenza,

Si valuta la resistenza al taglio del singolo setto attraverso il calcolo della resistenza di un singolo incrocio tra pareti.

La forza sismica (FS =FSX , FSY) che va a scaricarsi su ciascuna parete è determinata come segue:

FS(SLV) = (Area Influenza del Setto/Area del Piano)*Tbase (SLV)

FS(SLD) = (Area Influenza del Setto/Area del Piano)*Tbase (SLD)

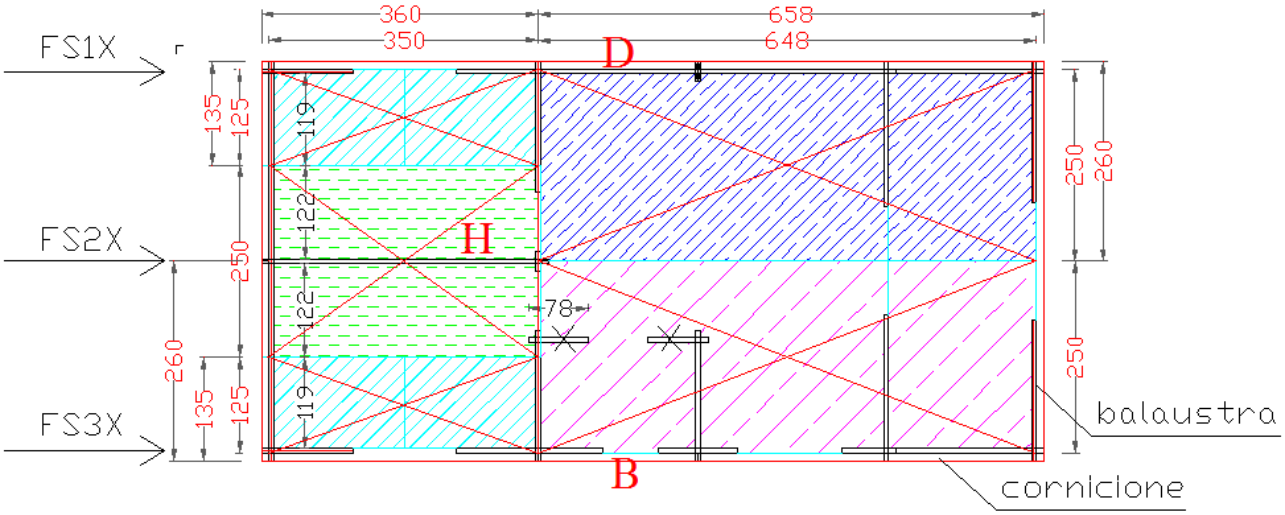


Figura 6 – Aree di Influenza – Sisma in Direzione X

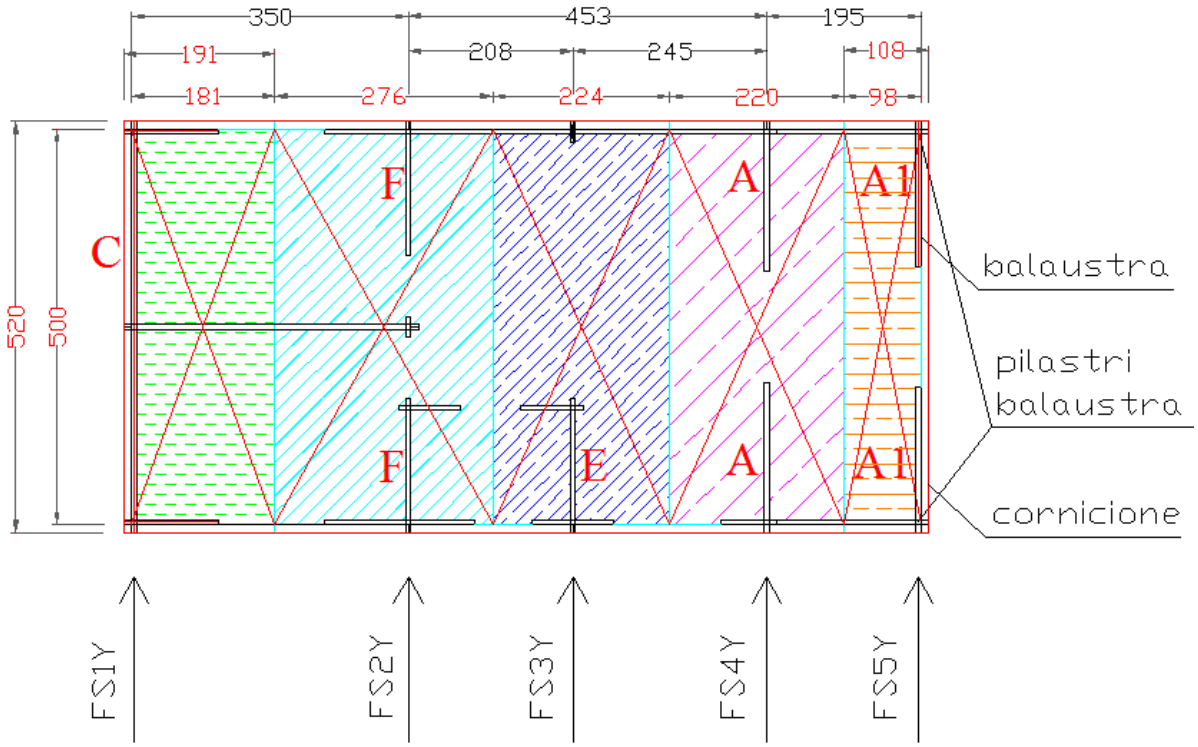


Figura 7 – Aree di Influenza – Sisma in Direzione Y

OMISSIS

Tabella 12 – Taglio Sismico di piano – direzione X- Condizione SLV

OMISSIS

Tabella 13 – Taglio Sismico di piano – direzione Y- Condizione SLV

OMISSIS

Tabella 14 – Taglio Sismico di piano – direzione X- Condizione SLD

OMISSIS

Tabella 15 – Taglio Sismico di piano – direzione Y- Condizione SLD

2.2.3.3 Verifica al sisma per ogni parete – Compressione

Si valuta la resistenza al Taglio del singolo setto attraverso il calcolo della resistenza di un singolo incrocio tra pareti.

Per calcolare il Taglio sismico resistente di una parete è quindi necessario valutare la resistenza alle sollecitazioni taglianti di un nodo d'angolo.

Il procedimento di calcolo della resistenza a taglio di un incrocio per il sistema Blockhouse viene eseguita come qui descritto. (OMISSIS)

OMISSIS

Figura 8 – Schema Ripartizione Forze Sisma / Vento nel Nodo

2.2.3.3.1 Verifica al sisma per ogni parete – Compressione

La forza orizzontale dovuta al sisma o al vento (indicate in rosso nella Fig. 8) debbono trasferirsi dall'elemento 1 all'elemento 3 (che sarà vincolato a terra con un tirafondo annegato nella soletta).

OMISSIS

OMISSIS

Per meglio esplicitare l'area sottoposta a compressione si osservi la figura qui sotto riportata

OMISSIS

Figura 9 – Schema Esemplificativo Ripartizione Forze Sisma / Vento nel Nodo

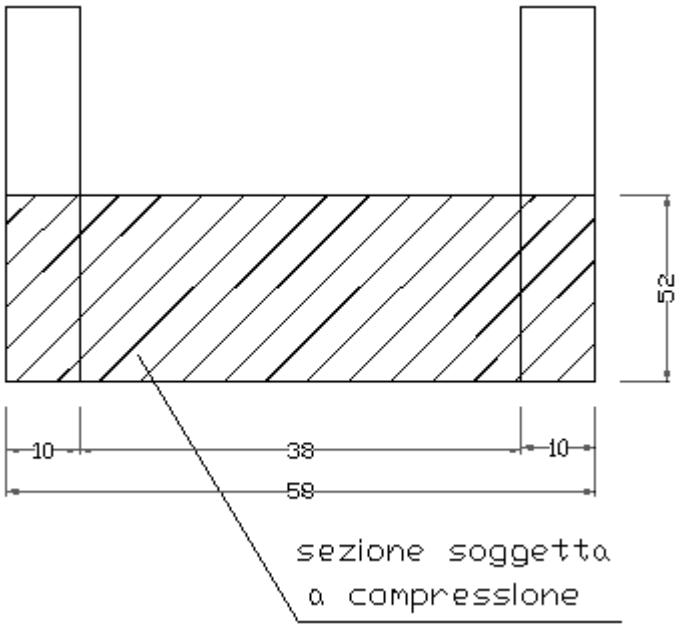


Figura 10 – Forze Sisma / Vento - Area del Nodo Sottoposta a Compressione

La verifica a compressione è condotta senza considerare l'effetto favorevole del confinamento indicata nell'EC5 § 6.1.5. , che permette di aumentare l'area compressa considerata (per tenere in conto della collaborazione delle fibre vicine) e amplificare la resistenza con un coefficiente moltiplicativo $K_{c,90}$.

OMISSIS

La resistenza al Taglio per le varie tipologie di legno risulta:

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

OMISSIS

Tabella 16 – Classi di durata del carico (estratto dal §4.4.4 delle NTC2008)

VERIFICA DI CIASCUNA PARETE ALLA COMPRESSIONE ALLO SLV							
Parete	$n_{incroci}$ = Quantità	$R_{d\text{-}incroci}$	T_d	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$	VERIFICA Incroci	Piano	Dir. Sisma
ID	[n°]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]
D	4	18.10	5.03	**0.28**	**VERIFICATO**	PT	X
H	2	9.05	2.06	**0.23**	**VERIFICATO**	PT	X
B	4	18.10	5.03	**0.28**	**VERIFICATO**	PT	X

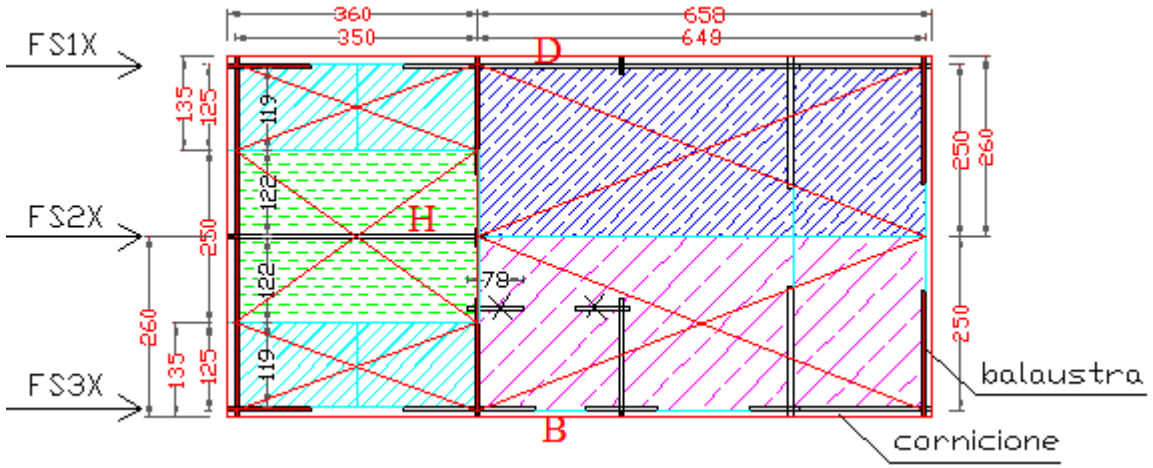


Tabella 17 – Verifica sismica di ciascuna parete alla compressione perpendicolare alle fibre del legno – Direzione X – Condizione SLV

VERIFICA DI CIASCUNA PARETE ALLA COMPRESSIONE ALLO SLV							
Parete	$n_{incroci}$ = Quantità	$R_{d\text{-}incroci}$	T_d	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$	VERIFICA Incroci	Piano	Dir. Sisma
ID	[n°]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]
C	3	13.57	2.27	**0.17**	**VERIFICATO**	PT	Y
F	4	18.10	3.28	**0.18**	**VERIFICATO**	PT	Y
E	3	13.57	2.66	**0.20**	**VERIFICATO**	PT	Y
A	2	9.05	2.61	**0.29**	**VERIFICATO**	PT	Y
A1 - Pilastri-veranda	2	9.05	1.28	**0.14**	**VERIFICATO**	PT	Y

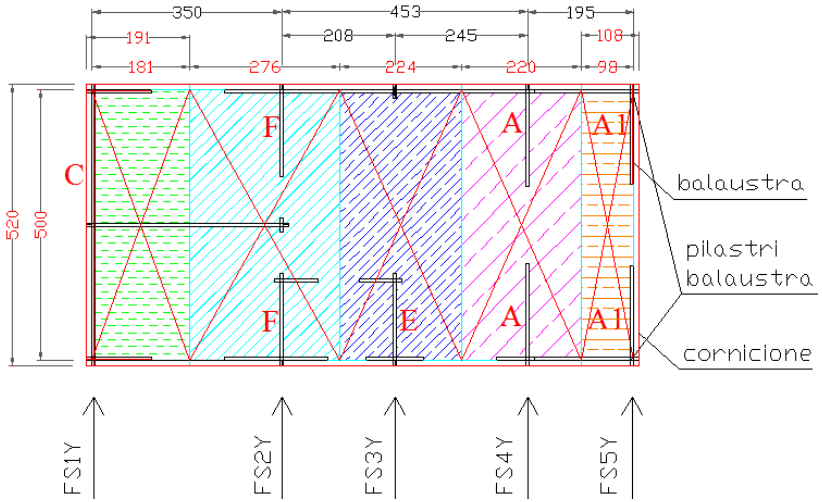


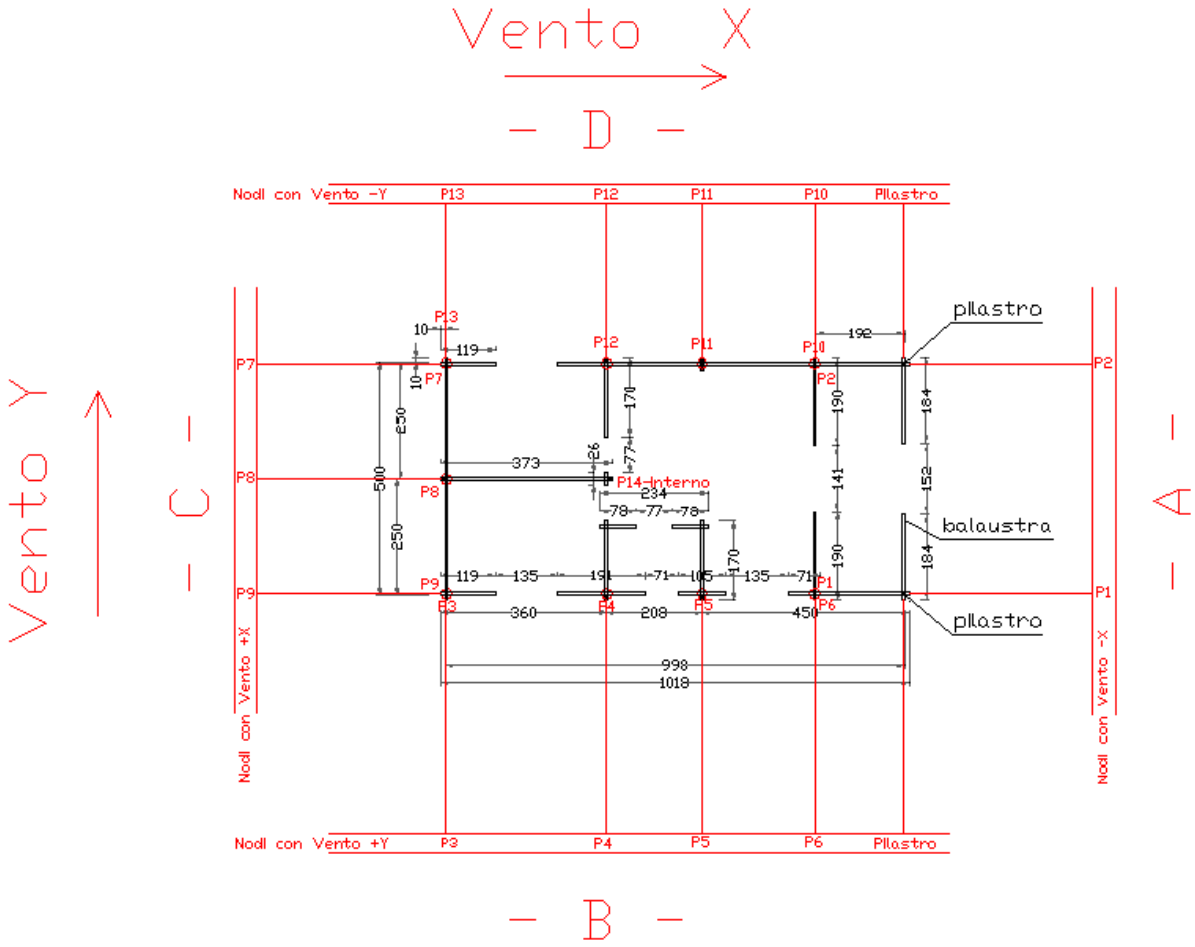
Tabella 18 – Verifica sismica di ciascuna parete alla compressione perpendicolare alle fibre del legno – Direzione Y – Condizione SLV

VERIFICA DI CIASCUNA PARETE ALLA COMPRESSIONE ALLO SLD							
Parete	$n_{incroci}$ = Quantità	$R_{d\text{-}incroci}$	T_d	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$	VERIFICA Incroci	Piano	Dir. Sisma
ID	[n°]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]
D	4	18.10	2.86	**0.16**	**VERIFICATO**	PT	X
H	2	9.05	1.17	**0.13**	**VERIFICATO**	PT	X
B	4	18.10	2.86	**0.16**	**VERIFICATO**	PT	X

Tabella 19 – Verifica sismica di ciascuna parete alla compressione perpendicolare alle fibre del legno – *Direzione X* – Condizione SLD

VERIFICA DI CIASCUNA PARETE ALLA COMPRESSIONE ALLO SLD							
Parete	$n_{incroci}$ = Quantità	$R_{d\text{-}incroci}$	T_d	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$	VERIFICA Incroci	Piano	Dir. Sisma
ID	[n°]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]
C	3	13.57	1.29	**0.10**	**VERIFICATO**	PT	Y
F	4	18.10	1.87	**0.10**	**VERIFICATO**	PT	Y
E	3	13.57	1.52	**0.11**	**VERIFICATO**	PT	Y
A	2	9.05	1.49	**0.16**	**VERIFICATO**	PT	Y
A1 - Pilastri-veranda	2	9.05	0.73	**0.08**	**VERIFICATO**	PT	Y

Tabella 20 – Verifica sismica di ciascuna parete alla compressione perpendicolare alle fibre del legno – *Direzione Y* – Condizione SLD


Vento X
- D -
Nodi con Vento -Y
P13
P12
P11
P10
Pilastro
pilastro
balaustra
pilastro
P14-interno
P7
P8
P9
P2
P1
P3
P4
P5
P6
Vento Y
- C -
- A -
Nodi con Vento +X
Nodi con Vento -X
Nodi con Vento +Y
998
1018
- B -

Dalle Tabelle 17-18-19-20 si evidenzia che tutti i setti sottoposti alla compressione perpendicolare alle fibre del legno, per effetto dell'azione sismica sono verificati.

La Tabella seguente evidenzia nelle due condizioni analizzate, quelli che sono i setti maggiormente sollecitati.

Parete	Piano	Dir. Sisma	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$	Condizione
ID	[-]	[-]		[-]
D	PT	X	0.28	SLV
A	PT	Y	0.29	SLV
D	PT	X	0.16	SLD
A	PT	Y	0.16	SLD

Tabella 21 – Compressione perpendicolare alle fibre del legno
Setti maggiormente sollecitati

2.2.3.4 Fattore riduttivo per intagli – Nodi

La verifica a Taglio delle sezioni terminali di travi con intagli deve essere svolta tenendo conto dello stato tensionale causato dall'intaglio.

OMISSIS

Secondo le CNR DT 206/2007, la verifica a Taglio è soddisfatta quando:

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

dove la tensione tangenziale è calcolata con riferimento all'altezza effettiva $\mathbf{h_{ef}}$ della trave all'appoggio:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b \cdot h_{ef}}$$

OMISSIS

2.2.3.5 Verifica al sisma per ogni parete – Taglio

La superficie C rappresentata in Fig.11 è quindi soggetta ad un Taglio che tende a ruotare le fibre legnose, con valori resistenti inferiori rispetto al taglio normalmente considerato nella verifica delle travi.

Ma per una migliore indagine metodologica e di approfondimento del modello di calcolo, la verifica a taglio viene eseguita considerando la minima superficie evidenziata e rappresentata nella figura che segue.

OMISSIS

Figura 11 – Forze Sisma / Vento - Aree del Nodo Sottoposte a Taglio

Nel caso in esame si ha:

OMISSIS

Figura 12 – Forze Sisma / Vento – Confronto Aree del Nodo Sottoposte a Taglio

L'area di Taglio resistente assunta per la verifica è quella complessiva: orizzontale più verticale evidenziata in Figura 12b

$Area_{Taglio}$	=	3240 mm^2	=	$Area_{_Taglio\text{-}Rolling}$

La tensione di Taglio vale:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_d}{n \cdot A_{taglio}} \leq f_{v,d}$$

dove "n" è il numero delle maschiature....**OMISSIS**

La resistenza a Taglio per rotolamento vale (vedi paragrafo 2.2.3.3):

$f_{ROLL,k}$ = 1 Mpa

La resistenza al Taglio per le varie tipologie di legno risulta:

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

OMISSIS

PER LA R_{d_ROLL}						
CLASSE DI SERVIZIO	3	K_{mod}	=	0.9	(classe di durata del carico istantaneo per il sisma o vento)	Ambiente esterno non riparato
CLASSE DI SERVIZIO	2			1	(classe di durata del carico istantaneo per il sisma o vento)	Ambiente interno umido bagno, cucina; ambiente esterno riparato
		γ_M	=	1.5	(legno massiccio)	
		coeff.$_{aggiunto}$	=	1	**1.3 ulteriore coefficiente parziale di sicurezza fer f_{d_ROLL} per i giunti di carpenteria come da § 7.7.2 e §7.7.6 delle NTC 2008 per la determinazione delle tensioni Tangenziali.**	

$\gamma_{M \cdot coeff.aggiunto}$ = 1.5 (legno massiccio)

CLASSE DI SERVIZIO	3	Si ottiene:	f_{d_ROLL}	=	0.60 MPa
CLASSE DI SERVIZIO	2		f_{d_ROLL}	=	0.67 MPa

L'area di Taglio resistente assunta per la verifica è quella complessiva:
orizzontale più verticale

$Area_{Taglio\text{-}Verticale}$	=	1872	mm^2	=	$Area_{_Taglio\text{-}\perp}$	coeff. Riduttivo $Area_{Taglio\text{-}Verticale}$ **1**

$Area_{Taglio\text{-}Orizzontale}$	=	1368	mm^2	=	$Area_{_Taglio\text{-}Rolling}$	coeff. Riduttivo $Area_{Taglio\text{-}Orizzontale}$ **1**

La resistenza a Taglio vale per le due pareti verticali:

$f_{V,k}$ = 2.5 Mpa

La resistenza al Taglio per le varie tipologie di legno risulta:

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

e quindi per la resistenza del nodo al Taglio dove nel caso in esame la rottura (nella faccia verticale) avviene per taglio perpendicolare alle fibre del legno,
si ottiene:

PER LA $R_{V,d}$						
CLASSE DI SERVIZIO	3	k_{mod}	=	0.9	(classe di durata del carico istantaneo per il sisma o vento)	Ambiente esterno non riparato
CLASSE DI SERVIZIO	2			1	(classe di durata del carico istantaneo per il sisma o vento)	Ambiente interno umido bagno, cucina; ambiente esterno riparato
		γ_M	=	1.5	(legno massiccio)	
		coeff.$_{aggiunto}$	=	1	**1.3 ulteriore coefficiente parziale di sicurezza fer f_{d_ROLL} per i giunti di carpenteria come da § 7.7.2 e §7.7.6 delle NTC 2008 per la determinazione delle tensioni Tangenziali.**	

$\gamma_{M \cdot coeff.aggiunto}$ = 1.5 (legno massiccio)

CLASSE DI SERVIZIO	3	Si ottiene:	$f_{V,d}$	=	1.50	MPa
CLASSE DI SERVIZIO	2		$f_{V,d}$	=	1.67	MPa

La resistenza del nodo a Taglio perpendicolare alle fibre del legno vale:

CLASSE DI SERVIZIO	3	$R_{V,d}$	=	$f_{V,d}$*$Area_{Taglio}$	2.81	kN	
CLASSE DI SERVIZIO	2	$R_{V,d}$	=	$f_{V,d}$*$Area_{Taglio}$	3.12	kN	La parete A è riparata

La resistenza del nodo a Taglio per rotolamento vale:

CLASSE DI SERVIZIO	3	R_{d_ROLL}	=	f_{d_ROLL}*$Area_{Taglio-\perp}$	0.82	kN	
CLASSE DI SERVIZIO	2	R_{d_ROLL}	=	f_{d_ROLL}*$Area_{Taglio-\perp}$	0.91	kN	La parete A è riparata

La resistenza del nodo sarà data dalla relazione :

$$R_{d\text{-incroci}} = n_{incroci} * R_{d\text{-incroci-verticale}} + R_{d\text{-incroci-Orizzontale}}$$

Il nodo soddisfa la verifica quando:

Il nodo soddisfa la verifica quando:

$$\boxed{\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}} \cdot \left(\frac{3}{2}\right)} \quad < \quad 1$$

				$R_{d\text{-incroci}}$ Verticale	$R_{d\text{-incroci}}$ Orizzontale						
		VERIFICA DI CIASCUNA PARETE AL TAGLIO ALLO **SLV**									
		Parete	$n_{incroci}$ = Quantità Incroci	$R_{d\text{-incroci-Verticale}}$	$R_{d\text{-incroci-Orizzontale}}$	$R_{d\text{-incroci}}$	T_d	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}} \cdot \left(\frac{3}{2}\right)$	VERIFICA Incroci	Piano	Dir. Sisma
		ID	[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]
CLASSE DI SERVIZIO	3	D	4	11.23	3.28	14.52	5.03	0.52	**VERIFICATO**	PT	X
CLASSE DI SERVIZIO	3	H	2	5.62	1.64	7.26	2.06	0.43	**VERIFICATO**	PT	X
CLASSE DI SERVIZIO	3	B	4	11.23	3.28	14.52	5.03	0.52	**VERIFICATO**	PT	X

Tabella 22 – Verifica sismica di ciascuna parete alla azione tagliante perpendicolare alle fibre del legno e per rotolamento delle fibre direzione X - condizione SLV

		VERIFICA DI CIASCUNA PARETE AL TAGLIO ALLO **SLV**									
		Parete	$n_{incroci}$ = Quantità Incroci	$R_{d\text{-incroci-Verticale}}$	$R_{d\text{-incroci-Orizzontale}}$	$R_{d\text{-incroci}}$	T_d	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}} \cdot \left(\frac{3}{2}\right)$	VERIFICA Incroci	Piano	Dir. Sisma
		ID	[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]
CLASSE DI SERVIZIO	3	C	3	8.42	2.46	10.89	2.27	0.31	**VERIFICATO**	PT	Y
CLASSE DI SERVIZIO	3	F	4	11.23	3.28	14.52	3.28	0.34	**VERIFICATO**	PT	Y
CLASSE DI SERVIZIO	3	E	3	8.42	2.46	10.89	2.66	0.37	**VERIFICATO**	PT	Y
la parete è riparata CLASSE DI SERVIZIO	2	A	2	6.24	1.82	8.06	2.61	0.49	**VERIFICATO**	PT	Y
CLASSE DI SERVIZIO	3	A1 - Pilastri-veranda	2	5.62	1.64	7.26	1.28	0.27	**VERIFICATO**	PT	Y

Tabella 23 – Verifica sismica di ciascuna parete alla azione tagliante perpendicolare alle fibre del legno e per rotolamento delle fibre direzione Y - condizione SLV

		VERIFICA DI CIASCUNA PARETE AL TAGLIO ALLO **SLD**									
		Parete	$n_{incroci}$ = Quantità Incroci	$R_{d\text{-incroci-Verticale}}$	$R_{d\text{-incroci-Orizzontale}}$	$R_{d\text{-incroci}}$	T_d	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}} \cdot \left(\frac{3}{2}\right)$	VERIFICA Incroci	Piano	Dir. Sisma
		ID	[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]
CLASSE DI SERVIZIO	3	D	4	11.23	3.28	14.52	2.86	0.30	**VERIFICATO**	PT	X
CLASSE DI SERVIZIO	3	H	2	5.62	1.64	7.26	1.17	0.24	**VERIFICATO**	PT	X
CLASSE DI SERVIZIO	3	B	4	11.23	3.28	14.52	2.86	0.30	**VERIFICATO**	PT	X

Tabella 22B – Verifica sismica di ciascuna parete alla azione tagliante perpendicolare alle fibre del legno e per rotolamento delle fibre

Tabella 24 – Verifica sismica di ciascuna parete alla azione tagliante perpendicolare alle fibre del legno e per rotolamento delle fibre direzione X - condizione SLD

			VERIFICA DI CIASCUNA PARETE AL TAGLIO ALLO **SLV**									
			Parete	$n_{incroci}$ = Quantità Incroci	$R_{d\text{-incroci-Verticale}}$	$R_{d\text{-incroci-Orizzontale}}$	$R_{d\text{-incroci}}$	T_d	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}} \cdot \left(\frac{3}{2}\right)$	VERIFICA Incroci	Piano	Dir. Sisma
			ID	[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]
	CLASSE DI SERVIZIO	3	C	3	8.42	2.46	10.89	1.29	0.18	**VERIFICATO**	PT	Y
	CLASSE DI SERVIZIO	3	F	4	11.23	3.28	14.52	1.87	0.19	**VERIFICATO**	PT	Y
	CLASSE DI SERVIZIO	3	E	3	8.42	2.46	10.89	1.52	0.21	**VERIFICATO**	PT	Y
la parete è riparata	CLASSE DI SERVIZIO	2	A	2	6.24	1.82	8.06	1.49	0.28	**VERIFICATO**	PT	Y
	CLASSE DI SERVIZIO	3	A1 - Pilastri-veranda	2	5.62	1.64	7.26	0.73	0.15	**VERIFICATO**	PT	Y

Tabella 25 – Verifica sismica di ciascuna parete alla azione tagliante perpendicolare alle fibre del legno e per rotolamento delle fibre direzione Y - condizione SLD

2.2.3.6 Verifica sismica allo scorrimento per ogni parete

Si procede alla verifica dello scorrimento delle pareti.

E' possibile fronteggiarlo in tre modi (vedi Figura seguente):

- mediante angolari metallici,
- mediante barre filettate ancorate alla fondazione e collegate alle pareti,
- mediante dado e rondella.

Si adotta la seconda soluzione.

OMISSIS

Si utilizzano bulloni di Classe 8.8 come presrcitto dal § 11.3.4.9 delle NTC 2008 in zona sismica.

Si ha dalla Tabella 11.3.XII.b delle NTC 2008:

Classe Bullone	8.8	
f_{yb} = tensione di snervamento	649	N/mm^2
f_{tb} = tensione di rottura	800	N/mm^2

Per tale classe di Bullone La resistenza di calcolo a Taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$ per ogni piano di Taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$$

dove:

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di Taglio interessa la parte filettata della vite.

γ_{M2} 1.25 coefficiente di sicurezza per scorrimento per SLU come da Tabella 4.2.XII delle NTC 2008

γ_{M2} 1.10

coefficiente di sicurezza per scorrimento per SLE come da Tabella 4.2.XII delle NTC 2008

Si adotta il diametro

ø_bullone	=	12	mm
d_foro		12.5	mm
ø_bullone- d_foro		0.5	mm
distanza minima dal bordo		15	mm
spessore parete		58	mm
distanza dal bordo		23	mm

Distanza Verificata

Si utilizzano le barre filettate Linea RoxMetal DIN 975 della Ditta RoofROX di:

lunghezza	=	1000	mm
A_{res}	=	84.3	mm2

Si ottiene:

$F_{v,Rd}$ = 32.37 kN (Resistenza di calcolo al Taglio allo SLV)

$F_{v,Rd}$ = 36.79 kN (Resistenza di calcolo al Taglio allo SLE)

Ricordando che:

$T_{base\ (SLV)}$ = 1.23 t = 12.11 kN

$T_{base\ (SLD)}$ = 0.70 t = 6.89 kN

Risulta complessivamente:

Sisma $\frac{T_{base(SLV)}}{F_{v,Rd}}$ = **0.37** **SCORRIMENTO VERIFICATO**

Sisma $\frac{T_{base(SLD)}}{F_{v,Rd}}$ = **0.19** **SCORRIMENTO VERIFICATO**

Risulta per ogni parete:

VERIFICA SCORRIMENTO ALLO SLV					
Parete	$T_{base\,(SLV)}$	$F_{v,Rd}$	$\frac{T_{base(SLV)}}{F_{v,Rd}}$	Sisma	Risultato
[ID]	[kN]	[kN]	[-]	[direzione]	[-]
D	5.03	32.37	**0.16**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO
H	2.06	32.37	**0.06**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO
B	5.03	32.37	**0.16**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO

VERIFICA SCORRIMENTO ALLO SLV								
Parete		$T_{base\,(SLV)}$	Bulloni	$F_{v,Rd}$	$n° \cdot F_{v,Rd}$	$\frac{T_{base(SLV)}}{n° \cdot F_{v,Rd}}$	Sisma	Risultato
[ID]		[kN]	[n°]	[kN]	[kN]	[-]	[direzione]	[-]
D		5.03	21	32.37	679.80	**0.01**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO
H		2.06	8	32.37	258.97	**0.01**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO
B		5.03	21	32.37	679.80	**0.01**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO

Tabella 26 – Verifica allo scorrimento delle pareti con n°1 bulloni - Sisma X – SLV

Verifica allo scorrimento delle pareti con "enne" bulloni - Sisma X - SLV

VERIFICA SCORRIMENTO ALLO SLV					
Parete	$T_{base\,(SLV)}$	$F_{v,Rd}$	$\frac{T_{base(SLV)}}{F_{v,Rd}}$	Sisma	Risultato
[ID]	[kN]	[kN]	[-]	[direzione]	[-]
C	2.27	32.37	**0.07**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
F	3.28	32.37	**0.10**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
E	2.66	32.37	**0.08**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
A	2.61	32.37	**0.08**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO

VERIFICA SCORRIMENTO ALLO SLV								
Parete		$T_{base\,(SLV)}$	Bulloni	$F_{v,Rd}$	$n° \cdot F_{v,Rd}$	$\frac{T_{base(SLV)}}{n° \cdot F_{v,Rd}}$	Sisma	Risultato
[ID]		[kN]	[n°]	[kN]	[kN]	[-]	[direzione]	[-]
C		2.27	4	32.37	129.48	**0.02**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
F		3.28	4	32.37	129.48	**0.03**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
E		2.66	4	32.37	129.48	**0.02**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
A		2.61	4	32.37	129.48	**0.02**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO

Tabella 27 – Verifica allo scorrimento delle pareti con n°1 bulloni - Sisma Y – SLV

Verifica allo scorrimento delle pareti con "enne" bulloni - Sisma Y - SLV

VERIFICA SCORRIMENTO ALLO SLD					
Parete	$T_{base\,(SLD)}$	$F_{v,Rd}$	$\frac{T_{base(SLD)}}{F_{v,Rd}}$	Sisma	Risultato
[ID]	[kN]	[kN]	[-]	[direzione]	[-]
D	2.86	36.79	**0.08**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO
H	1.17	36.79	**0.03**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO
B	2.86	36.79	**0.08**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO

VERIFICA SCORRIMENTO ALLO SLD								
Parete		$T_{base\,(SLD)}$	Bulloni	$F_{v,Rd}$	$n° \cdot F_{v,Rd}$	$\frac{T_{base(SLD)}}{n° \cdot F_{v,Rd}}$	Sisma	Risultato
[ID]		[kN]	[n°]	[kN]	[kN]	[-]	[direzione]	[-]
D		2.86	21	36.79	772.49	**0.00**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO
H		1.17	8	36.79	294.28	**0.00**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO
B		2.86	21	36.79	772.49	**0.00**	X	SCORRIMENTO VERIFICATO

Tabella 28 – Verifica allo scorrimento delle pareti con n°1 bulloni - Sisma X – SLD

Verifica allo scorrimento delle pareti con "enne" bulloni - Sisma X - SLD

VERIFICA SCORRIMENTO ALLO SLV					
Parete	$T_{base\,(SLD)}$	$F_{v,Rd}$	$\frac{T_{base(SLD)}}{F_{v,Rd}}$	Sisma	Risultato
[ID]	[kN]	[kN]	[-]	[direzione]	[-]
C	1.29	36.79	**0.04**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
F	1.87	36.79	**0.05**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
E	1.52	36.79	**0.04**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
A	1.49	36.79	**0.04**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO

VERIFICA SCORRIMENTO ALLO SLD								
Parete		$T_{base\,(SLD)}$	Bulloni	$F_{v,Rd}$	$n° \cdot F_{v,Rd}$	$\frac{T_{base(SLD)}}{n° \cdot F_{v,Rd}}$	Sisma	Risultato
[ID]		[kN]	[n°]	[kN]	[kN]	[-]	[direzione]	[-]
C		1.29	4	36.79	147.14	**0.01**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
F		1.87	4	36.79	147.14	**0.01**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
E		1.52	4	36.79	147.14	**0.01**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO
A		1.49	4	36.79	147.14	**0.01**	Y	SCORRIMENTO VERIFICATO

Tabella 29 – Verifica allo scorrimento delle pareti con n°1 bulloni - Sisma Y – SLD

Verifica allo scorrimento delle pareti con "enne" bulloni - Sisma Y - SLD

2.2.3.7 Verifica sismica al ribaltamento dell'edificio

2.2.3.7.1 Determinazione del baricentro delle masse

Il baricentro delle masse si ricava dalla applicazione delle seguenti relazioni:
con:

X e Y	coordinate baricentriche di ogni parete
M_i	massa gravante sull'i-esima parete
n	numero pareti
$\Sigma^n_{i=1}$	sommatoria estesa a tutte le pareti

$$X_{GM} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Mi * Xcmi}{\sum_{i=1}^{n} Mi} \qquad Y_{GM} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Mi * Ycmi}{\sum_{i=1}^{n} Mi}$$

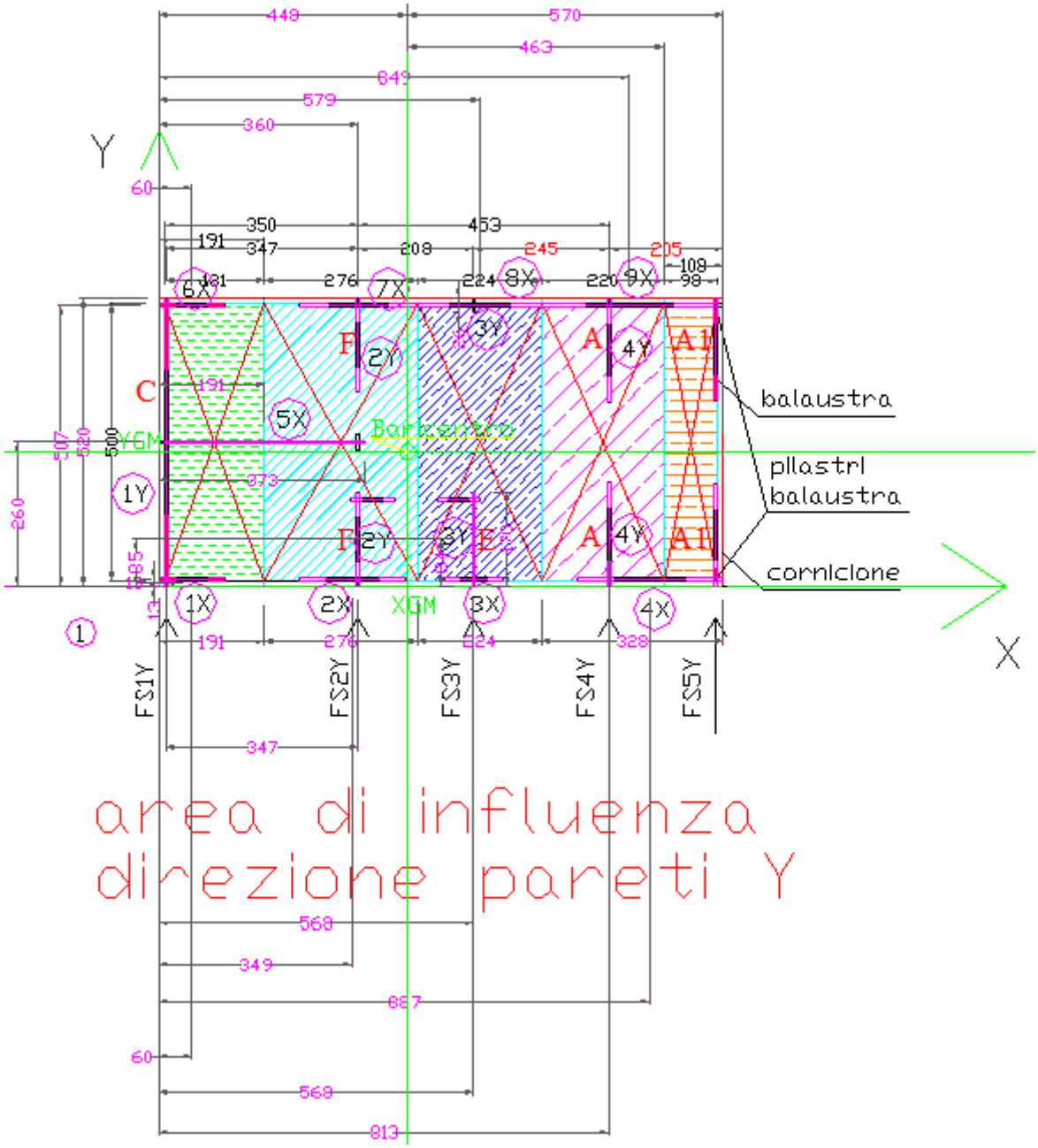


Figura 13 – Schema aree di influenza

OMISSIS

– Verifica allo scorrimento delle pareti con n°1 bulloni - Sisma Y – SLD –(continua)

OMISSIS

Tabella 30 – Verifica allo scorrimento delle pareti con n°1 bulloni - Sisma Y – SLD –

2.2.3.7.2 Verifica al ribaltamento

Forze Instabilizzanti	Tbase (SLV)	=	1.23	t	(Sisma)
Forze Stabilizzanti	Wmuro-tot	=	3.70	t	(Peso sismico totale sulle pareti)
Quota di applicazione di Tbase(SLV)	h	=	2.45	m	
Momento Ribaltante	$M_R=T_{base}(SLV)*h$		3.03	tm	
Momento Stabilizzante-X	$M_{SX}=W_{muro\text{-}tot}*X_{GM}$		16.60	tm	
Momento Stabilizzante-Y	$M_{SY}=W_{muro\text{-}tot}*Y_{GM}$		8.97	tm	

VERIFICA-X	M_R/M_{SX}	=	0.18	<	1	**VERIFICATO**
VERIFICA-Y	M_R/M_{SY}	=	0.34	<	1	**VERIFICATO**

La verifica al ribaltamento dell'edificio sottoposto all'azione sismica è soddisfatta per entrambe le direzioni X e Y.

2.3 Struttura sottoposta al vento

2.3.1 Determinazione delle forze dovute al vento

Si procede alla determinazione del vento che va a caricare le facciate dell'edificio.

- azione del vento sui nodi
- azione del vento sull'elemento tamponamento

Nel primo caso si determina il carico vento sulla base dell'area di influenza dei setti perpendicolari al tamponamento
Nel secondo caso si analizzerà il tamponamento considerando il carico distribuito sull'elemento tamponamento.

2.3.1.1 Azione del vento sui nodi - SLU

Si procede alla verifica dei Nodi come già eseguito al § 2.2.3.3 per il sisma per la verifica dell'area del nodo sottoposto a Compressione, e in modo analogo a quanto sviluppato con il sisma al § 2.2.3.5 per la verifica dell'area del nodo sottoposto a Taglio.

La verifica viene svolta agli SLU in accordo alla Combinazione Fondamentale proposta dalle NTC 2008 che qui si riporta:

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

Si assume il vento Azione Variabile Dominante	Q_{K1}	
Il coefficiente parziale	γ_{Q1} =	1.5

Si valuta il vento che agisce orizzontalmente sulle pareti.

La tensione di Taglio vale:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_d}{n \cdot A_{taglio}} \leq f_{v,d}$$

In questa analisi si farà ricorso alle Aree:	
Area di Taglio Orizzontale a cui viene assegnato il valore	f_{d_ROLL}
Area di Taglio Verticale a cui viene attribuito il valore	$f_{V,d}$

Considerare entrambe la aree Orizzontale e Verticale porta ad una ottimizzazione delle riserve energetiche del nodo.

le sole aree verticali assegnandogli il valore di resistenza al Taglio: $f_{V,d}$

oppure

sia le aree verticali che orizzontali assegnandogli ad entrambe f_{d_ROLL}

Per la Classe di resistenza del Legno C24 si ottiene:

Per il Taglio si hanno i valori seguenti:

$f_{Roll,k} = 2 \cdot f_{t,90,k}$ 1.00 MPa

f_{d_ROLL}	=		0.60	MPa	CLASSE DI SERVIZIO	3	
f_{d_ROLL}	=		0.67	MPa	CLASSE DI SERVIZIO	2	
R_{d_ROLL}	=	f_{d_ROLL}*$Area_{Taglio}$	0.82	kN	CLASSE DI SERVIZIO	3	
R_{d_ROLL}	=	f_{d_ROLL}*$Area_{Taglio}$	0.91	kN	CLASSE DI SERVIZIO	2	La parete A è riparata
$f_{V,d}$	=		1.50	MPa	CLASSE DI SERVIZIO	3	
$f_{V,d}$	=		1.67	MPa	CLASSE DI SERVIZIO	2	
$R_{V,d}$	=	$f_{V,d}$*$Area_{Taglio}$	2.81	kN	CLASSE DI SERVIZIO	3	
$R_{V,d}$	=	$f_{V,d}$*$Area_{Taglio}$	3.12	kN	CLASSE DI SERVIZIO	2	La parete A è riparata

Per la Compressione si hanno i valori seguenti:

fc,90,k	=	2.50	MPa		
$f_{c,90,d}$	=	1.50	MPa	CLASSE DI SERVIZIO	3

$R_{d\text{-}sisma} = R_{d\text{-}vento} = f_{c,90,d} * A_{C\perp}$ 4.52 kN CLASSE DI SERVIZIO 3

2.3.1.2 Verifiche al VENTO aree di influenza

Per procedere alla verifica della struttura sotto l'azione del vento occorre individuare e determinare le aree di influenza.
Queste sono individuate e determinate rispettivamente nelle figure e nelle tabelle qui sotto riportate.

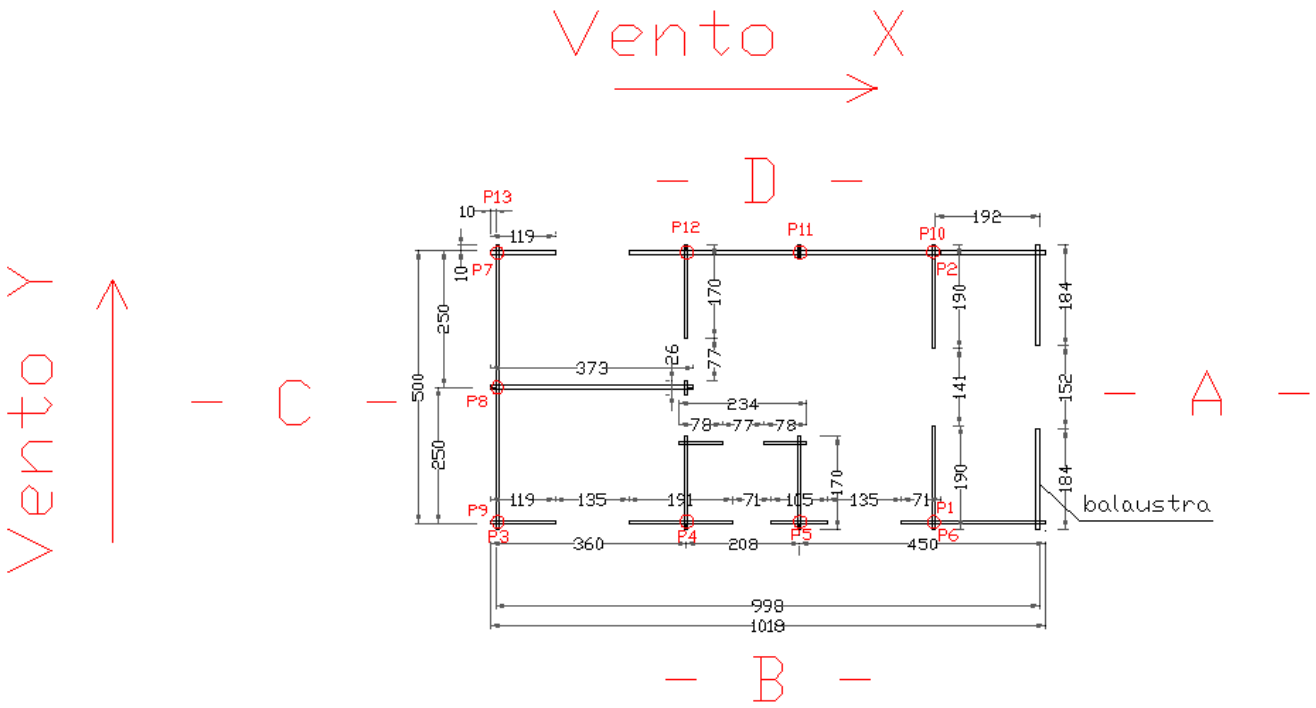


Figura 14 – Pianta Piano Terra – Direzione Vento

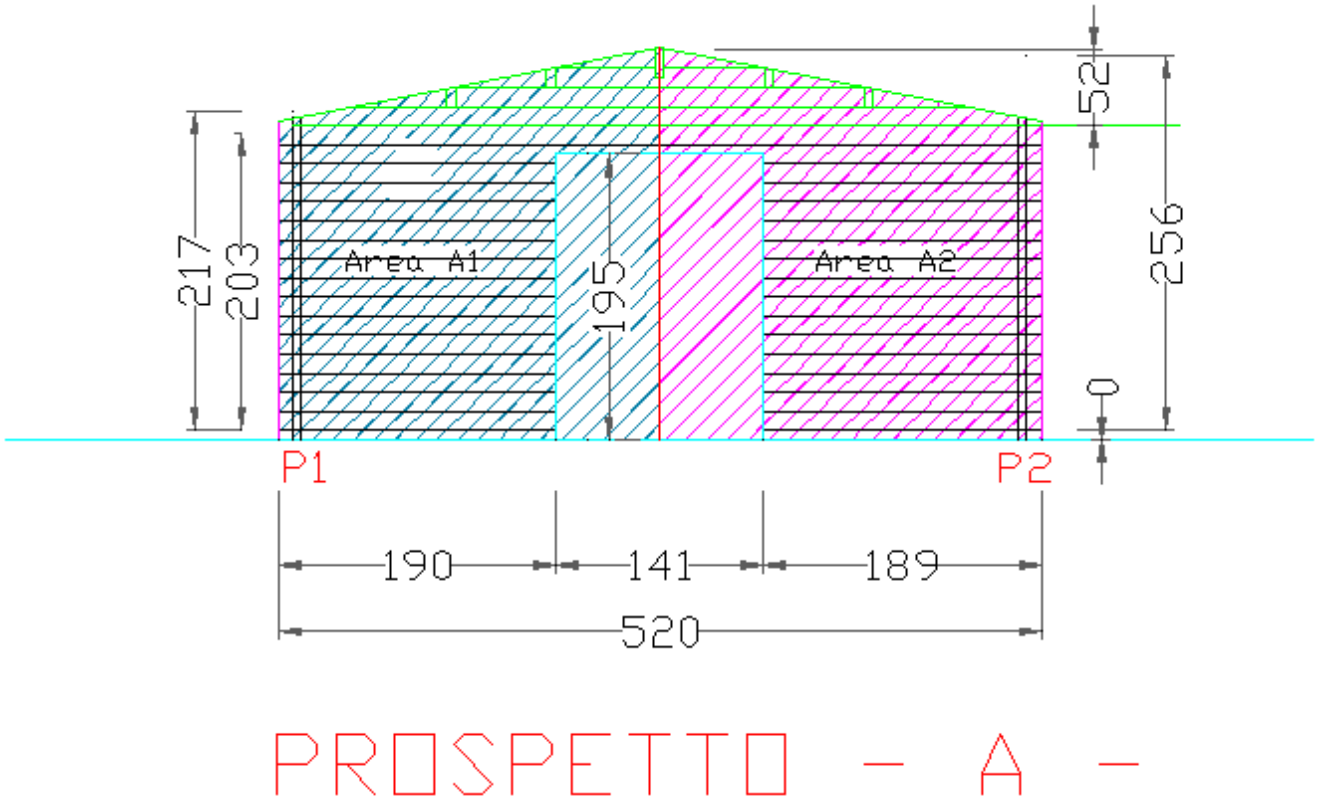


Figura 15 – Ripartizione Simmetrica delle Aree – Prospetto A

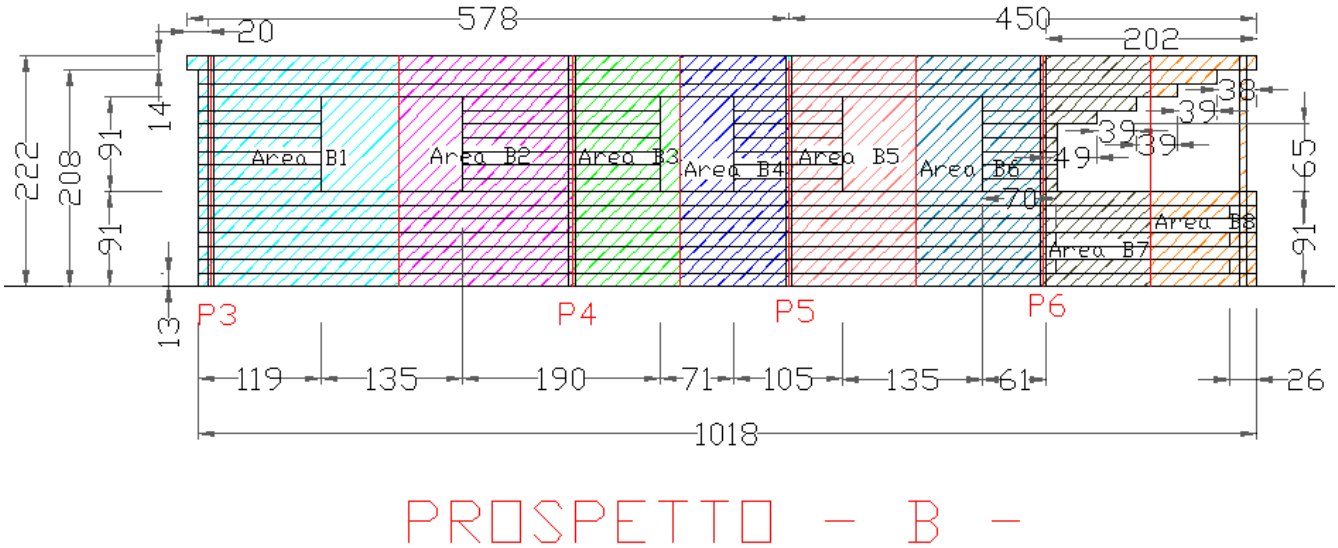


Figura 16 – Ripartizione Simmetrica delle Aree – Prospetto B

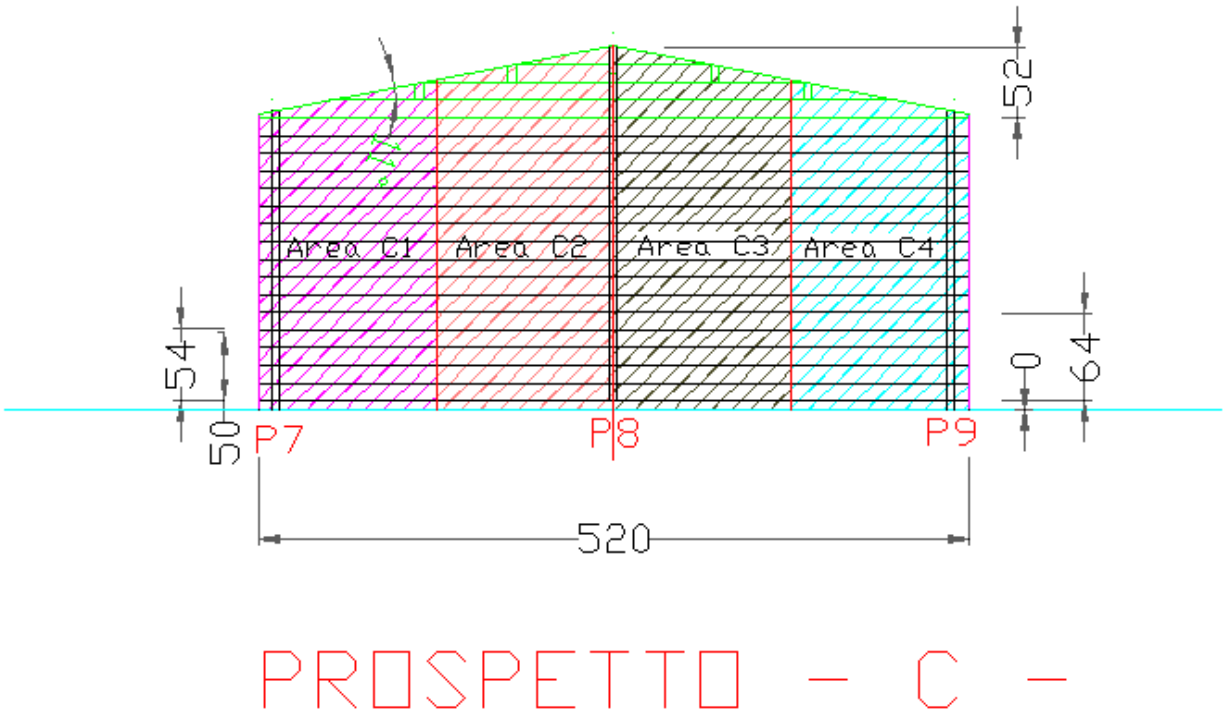


Figura 17 – Ripartizione Simmetrica delle Aree – Prospetto C

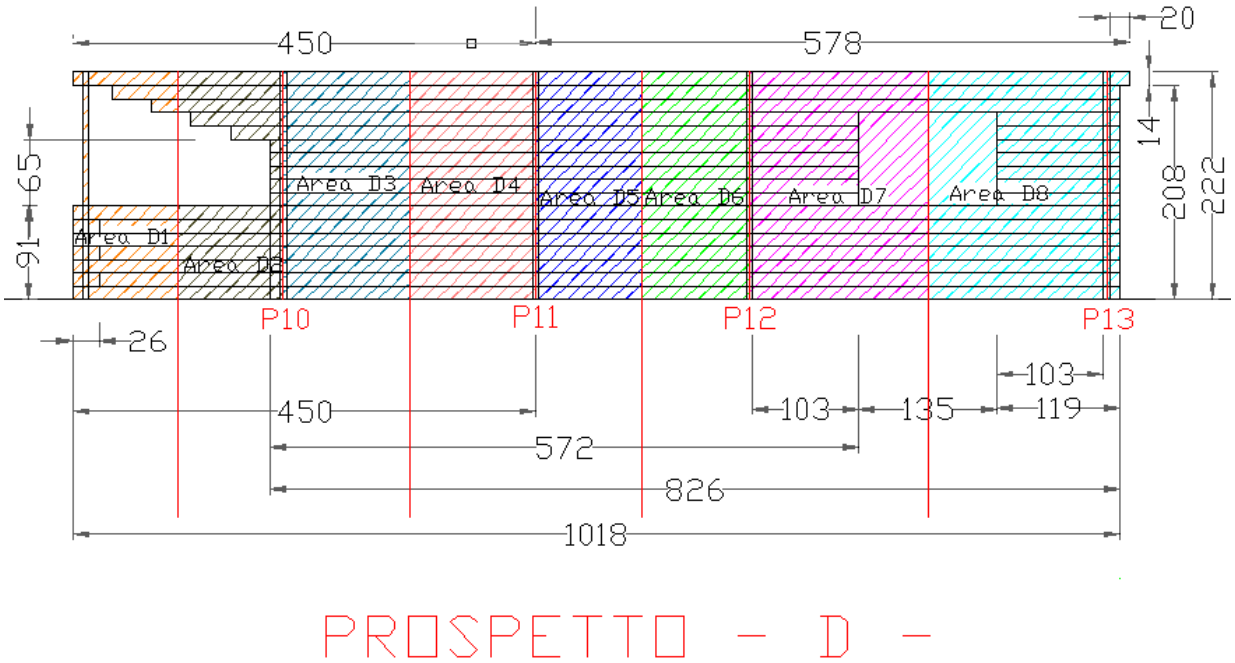


Figura 18 – Ripartizione Simmetrica delle Aree – Prospetto D

OMISSIS

Tabella 31 – Aree di influenza - pareti sopra-vento con nodi da verificare alla compressione

OMISSIS

Tabella 32 – Aree di influenza - pareti sotto-vento con nodi da verificare alla compressione

2.3.1.3 Verifiche al VENTO per ogni parete – compressione – SLU

Si procede come già eseguito al § 2.2.3.3 per il sisma .
Si valuta il vento che agisce orizzontalmente sulle pareti.

OMISSIS

deve risultare:

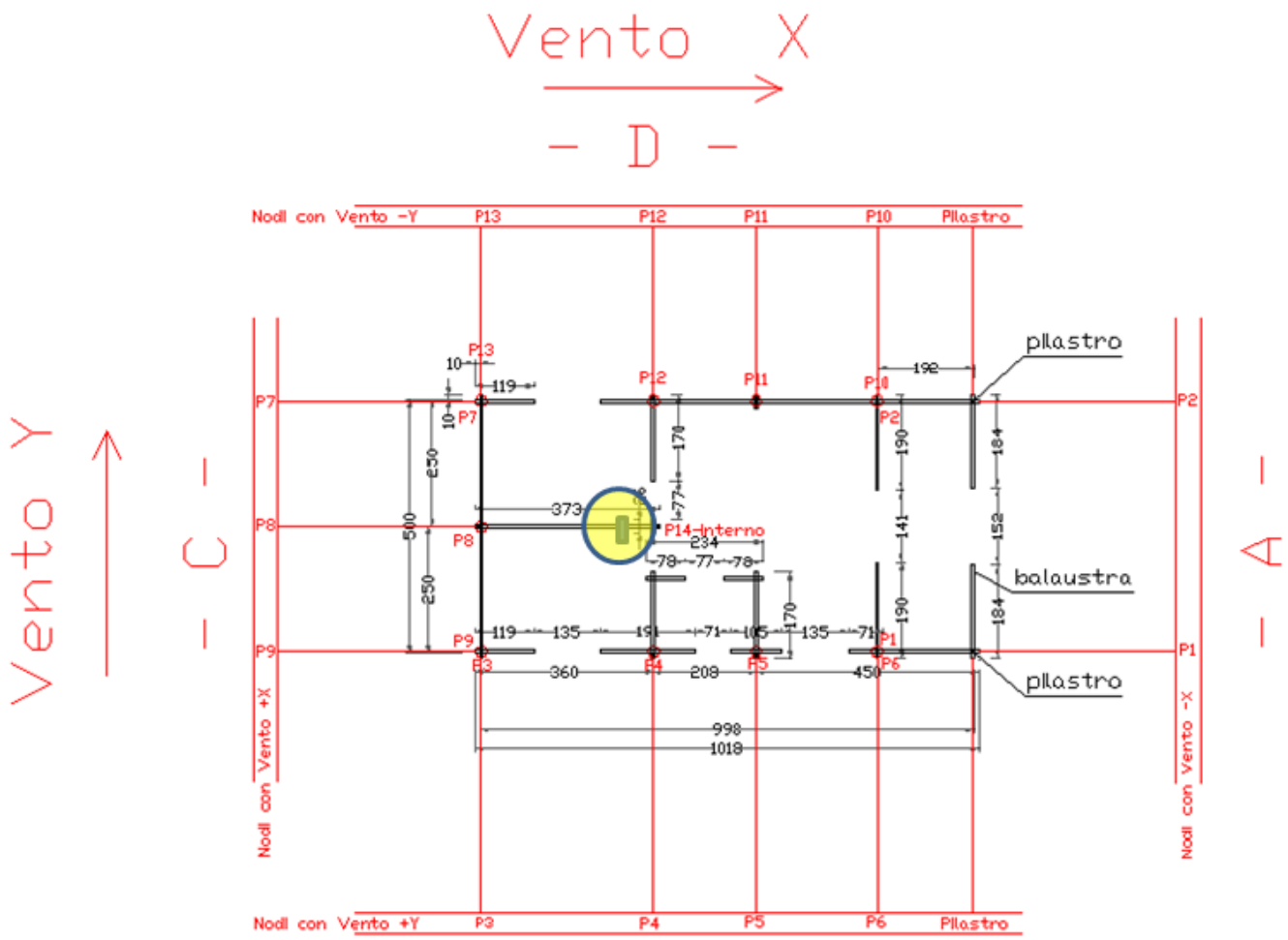
$$\eta = \frac{\gamma_{G1} * T_d}{R_{d-incroci}} \leq 1$$

T_d è il Taglio dovuto al vento.

Le verifiche dei nodi caricati dal vento a compressione sono riportate nella Tabella 33 con pareti sopravento e Tabella 34 con pareti sottovento.

La Tabella 36 riporta la somma sopra e sotto vento.

La Tabella 35 riporta gli incroci aggiunti fra le pareti per esigenze di soddisfacimento delle verifiche.



Note: Evidenziato in giallo l'incrocio maschiato da aggiungere per soddisfare le verifiche di cui al §2.3.1.5: Azione del vento e verifica a Taglio SLU

Figura 19 – Pianta Piano Terra – Direzione Vento sui Nodi

VERIFICA DI CIASCUNA PARETE ALLA COMPRESSIONE - PARETE SOPRAVENTO										
Prospetto investito dal vento	Parete da verificare	$n_{incroci}$ = Quantità Incroci	$R_{d\text{-}incroci}$	γ_{G1}	$T_d * \gamma_{G1}$ dovuto al vento	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$	VERIFICA Incroci	Piano	Direzione Parete	Dir. Vento
[ID]	[ID]	[n°]	[kN]	[-]	[kN]		[-]	[-]	[-]	[-]
A1	P1	5	22.62	1.50	5.89	0.26	VERIFICATO	PT	-X	-X
I	P2	5	22.62	1.50	5.89	0.26	VERIFICATO	PT	-X	-X
B1	P3	3	13.57	1.50	4.01	0.30	VERIFICATO	PT	Y	Y
B2+B3	P4	4	18.10	1.50	5.62	0.31	VERIFICATO	PT	Y	Y
B4+B5	P5	3	13.57	1.50	4.70	0.35	VERIFICATO	PT	Y	Y
B6+B7+B8	P6	2	9.05	1.50	4.05	0.45	VERIFICATO	PT	Y	Y
C1	P7	5	22.62	1.50	2.79	0.12	VERIFICATO	PT	X	X
C2+C3	P8	3	13.57	1.50	6.19	0.46	VERIFICATO	PT	X	X
C4	P9	5	22.62	1.50	2.79	0.12	VERIFICATO	PT	X	X
D1+D2+D3	P10	2	9.05	1.50	4.05	0.45	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D4+D5	P11	3	13.57	1.50	4.70	0.35	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D6+D7	P12	4	18.10	1.50	5.76	0.32	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D8	P13	3	13.57	1.50	3.88	0.29	VERIFICATO	PT	Y	Y
D1	Pilastro	2	9.05	1.50	1.18	0.13	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
B8	Pilastro	2	9.05	1.50	1.18	0.13	VERIFICATO	PT	Y	Y

Tabella 33 – Aree di influenza - pareti sopra-vento con nodi verificati alla compressione

VERIFICA DI CIASCUNA PARETE ALLA COMPRESSIONE - PARETE SOTTOVENTO										
Prospetto investito dal vento	Parete da verificare	$n_{incroci}$ = Quantità Incroci	$R_{d\text{-}incroci}$	γ_{G1}	$T_d * \gamma_{G1}$ dovuto al vento	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$	VERIFICA Incroci	Piano	Direzione Parete	Dir. Vento
[ID]	[ID]	[n°]	[kN]	[-]	[kN]		[-]	[-]	[-]	[-]
A1	P1	5	22.62	1.50	2.95	0.13	VERIFICATO	PT	-X	-X
A2	P2	5	22.62	1.50	2.95	0.13	VERIFICATO	PT	-X	-X
B1	P3	3	13.57	1.50	2.01	0.15	VERIFICATO	PT	Y	Y
B2+B3	P4	4	18.10	1.50	2.82	0.16	VERIFICATO	PT	Y	Y
B4+B5	P5	3	13.57	1.50	2.35	0.17	VERIFICATO	PT	Y	Y
B6+B7+B8	P6	2	9.05	1.50	2.03	0.22	VERIFICATO	PT	Y	Y
C1	P7	5	22.62	1.50	6.37	0.28	VERIFICATO	PT	X	X
C2+C3	P8	3	13.57	1.50	0.00	0.00	VERIFICATO	PT	X	X
C4	P9	5	22.62	1.50	6.37	0.28	VERIFICATO	PT	X	X
D1+D2+D3	P10	2	9.05	1.50	2.03	0.22	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D4+D5	P11	3	13.57	1.50	2.35	0.17	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D6+D7	P12	4	18.10	1.50	2.88	0.16	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D8	P13	3	13.57	1.50	1.94	0.14	VERIFICATO	PT	Y	Y
D1	Pilastro	2	9.05	1.50	1.40	0.15	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
B8	Pilastro	2	9.05	1.50	0.59	0.07	VERIFICATO	PT	Y	Y

Il sottovento di P8 è stato caricato per l'area C3 in P9
Il sottovento di P8 è stato caricato per l'area C2 in P7

Tabella 34 – Aree di influenza - pareti sotto-vento con nodi verificati alla compressione

$n_{incroci}$ = Quantità Incroci ORIGINARI CIOE' NON AUMENTATI	INCROCI AGGIUNTI
[n°]	[n°]
5	0
5	0
3	0
4	0
3	0
2	0
5	0
2	1
5	0
2	0
3	0
4	0
3	0
2	0
2	0

Tabella 35 – Individuazione degli incroci aggiunti per soddisfare le verifiche

VERIFICA DI CIASCUNA PARETE ALLA COMPRESSIONE										
VENTO SOPRAVENTO + SOTTOVENTO										
Prospetto investito dal vento	Parete da verificare	$n_{incroci}$ = Quantità Incroci	$R_{d\text{-}incroci}$	γ_{G1}	T_d dovuto al vento	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$ condizione conservativa (*)	VERIFICA Incroci	Piano	Direzione Parete	Dir. Vento
[ID]	[ID]	[n°]	[kN]		[kN]		[-]	[-]	[-]	[-]
A1	P1	5	22.62	1.50	8.84	0.39	VERIFICATO	PT	-X	-X
I	P2	5	22.62	1.50	8.84	0.39	VERIFICATO	PT	-X	-X
B1	P3	3	13.57	1.50	6.03	0.44	VERIFICATO	PT	Y	Y
B2+B3	P4	4	18.10	1.50	8.44	0.47	VERIFICATO	PT	Y	Y
B4+B5	P5	3	13.57	1.50	7.05	0.52	VERIFICATO	PT	Y	Y
B6+B7+B8	P6	2	9.05	1.50	6.07	0.67	VERIFICATO	PT	Y	Y
C1	P7	5	22.62	1.50	9.16	0.40	VERIFICATO	PT	X	X
C2+C3	P8	3	13.57	1.50	6.19	0.46	VERIFICATO	PT	X	X
C4	P9	5	22.62	1.50	9.16	0.40	VERIFICATO	PT	X	X
D1+D2+D3	P10	2	9.05	1.50	6.07	0.67	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D4+D5	P11	3	13.57	1.50	7.05	0.52	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D6+D7	P12	4	18.10	1.50	8.64	0.48	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D8	P13	3	13.57	1.50	5.82	0.43	VERIFICATO	PT	Y	Y
Note										
(*)	Per il vento i coefficienti di combinazione valgono:				la condizione conservativa è quella della combinazione fondamentale con carico variabile principale VENTO					
					ψ0j= 0.6 combinazione Fondamentale e Rara; ψ1j=0.2 combinazione Frequente; ψ2j=0 combinazione Frequente, Quasi Permanente, Sismica, Eccezionale.					

Tabella 36 – Aree di influenza - pareti sopravento + sottovento con nodi verificati alla compressione

2.3.1.4 Azione del VENTO su ciascuna parete

I carichi orizzontali sono solamente quelli dovuti al vento.

Si determinano in questo paragrafo i carichi che confluiscono in ogni nodo.

Qui si ottimizza la struttura considerando anche la presenza dei pilastri della veranda facendogli assorbire i carichi del vento corrispondenti alla area di influenza propria di ogni pilastro

OMISSIS

Estratto Tabella 37 Celle di Ottimizzazione della struttura considerando i pilastri della veranda

$Q_{oriz\text{-}sottovento}$	=	0.31	kN/m^2	Il carico variabile fondamentale è il vento
$Q_{oriz\text{-}sopravento}$	=	0.62	kN/m^2	Il carico variabile fondamentale è il vento
$Q_{orizzontali\text{-}Tot}$	=	0.94	kN/m^2	Il carico variabile fondamentale è il vento

OMISSIS

Tabella 37 – Azione orizzontale del vento: Pareti sopravento + sottovento - pareti con nodi da verificare al Taglio

fc,90,k	=	2.50	MPa

$A_{C\perp}$ = Area Resistente al Vento per Compressione ⊥	=	3016	mm^2

CLASSE DI SERVIZIO	3	k_{mod}	=	0.7	(classe di durata del carico breve per la NEVE)
		γ_M	=	1.5	(legno massiccio)

Si ottiene:	$f_{c,90,d}$	=	1.17	MPa

La resistenza del nodo alla compressione perpendicolare alle fibre del legno è:

$R_{d\text{-}sisma} = f_{c,90,d} * A_{C\perp}$ 3.52 kN

VERIFICA DI CIASCUNA PARETE ALLA COMPRESSIONE - PARETE SOPRAVENTO + SOTTOVENTO										
Prospetto investito dal vento		Parete da verificare	$n_{incroci}$ = Quantità Incroci	$R_{d\text{-}incroci}$	T_d dovuto al vento	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}}$	VERIFICA Incroci	Piano	Direzione Parete	Dir. Vento
[ID]		[ID]	[n°]	[kN]	[kN]		[-]	[-]	[-]	[-]
A1		P1	5	17.59	5.89	0.33	VERIFICATO	PT	-X	-X
I		P2	5	17.59	5.89	0.33	VERIFICATO	PT	-X	-X
B1		P3	3	10.56	4.02	0.38	VERIFICATO	PT	Y	Y
B2+B3		P4	4	14.07	5.63	0.40	VERIFICATO	PT	Y	Y
B4+B5		P5	3	10.56	4.70	0.45	VERIFICATO	PT	Y	Y
B6+B7+B8	-B8	P6	2	7.04	2.87	0.41	VERIFICATO	PT	Y	Y
C1		P7	5	17.59	3.83	0.22	VERIFICATO	PT	X	X
C2+C3		P8	3	10.56	4.13	**0.39**	VERIFICATO	PT	X	X
C4		P9	5	17.59	3.83	0.22	VERIFICATO	PT	X	X
D1+D2+D3	-D1	P10	2	7.04	2.87	0.41	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D4+D5		P11	3	10.56	4.70	0.45	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D6+D7		P12	4	14.07	5.76	0.41	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
D8		P13	3	10.56	3.88	0.37	VERIFICATO	PT	Y	Y
D1 su Pilastro	-	Pilastro	2	7.04	1.18	0.17	VERIFICATO	PT	-Y	-Y
B8 su Pilastro	-	Pilastro	2	7.04	1.18	0.17	VERIFICATO	PT	Y	Y

– Analisi eseguita considerando:	CLASSE DI SERVIZIO	3
	(classe di durata del carico breve per la NEVE)	
	K_{mod} =	0.7

Tabella 38 – Azione del vento: Pareti sopravento + sottovento - pareti con nodi verificati alla compressione - combinazione fondamentale

2.3.1.5 Verifiche al VENTO per ogni parete – taglio – SLU

Si procede come già eseguito al § *2.2.3.5 Verifica al sisma per ogni parete – Taglio* per il sisma . Si valuta il vento che agisce orizzontalmente sulle pareti.

La tensione di Taglio vale:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_d}{n \cdot A_{taglio}} \leq f_{v,d}$$

OMISSIS

Tabella 39 – Resistenza di Taglio per effetto dei carichi orizzontali (vento) - combinazione fondamentale

Nodo	Parete da verificare	Prospetto investito dal vento		Direzione Parete da verificare	Dir. Vento	T_d = Azione del Vento (Sopra+Sotto Vento)	γ_{G1}	$T_d * \gamma_{G1}$ dovuto al vento	Resistenza Totale $R_{d\text{-incroci}}$	$\eta = \frac{T_d}{R_{d-incroci}} \cdot \left(\frac{3}{2}\right)$	Verifica Nodo
ID	[ID]	[ID]		[ID]	[ID]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
N1	P7	C1	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N2	P12 come P7	C1	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N3	P11 come P7	C1	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N4	P10 come P7	C1	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N5	zona pilastro come P7	C1	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N6	P8	C2+C3	-	X	X	4.13	1.5	6.19	10.89	0.85	VERIFICATO
N7	P14-interno come P8	C2+C3	-	X	X	4.13	1.5	6.19	10.89	0.85	VERIFICATO
N8	P9	C4	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N9	P4 come P9	C4	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N10	P5 come P9	C4	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N11	P6 come P9	C4	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N12	zona pilastro come P9	C4	-	X	X	3.83	1.5	5.74	18.14	0.47	VERIFICATO
N1	P13	D8	-	Y	Y	3.88	1.5	5.82	10.89	0.80	VERIFICATO
N2	P12	D6+D7	-	-Y	-Y	5.76	1.5	8.64	14.52	0.89	VERIFICATO
N3	P11	D4+D5	-	-Y	-Y	4.70	1.5	7.05	10.89	0.97	VERIFICATO
N4	P10	D1+D2+D3	-D1	-Y	-Y	2.87	1.5	4.30	7.26	0.89	VERIFICATO
N5	Pilastro	D1	-	-Y	-Y	1.18	1.5	1.77	7.26	0.37	VERIFICATO
N6	P8 come P13	D8	-	Y	Y	3.88	1.5	5.82	10.89	0.80	VERIFICATO
N7	P14-interno come P12	D6+D7	-	-Y	-Y	5.76	1.5	8.64	14.52	0.89	VERIFICATO
N8	P3 come P13	D8	-	Y	Y	3.88	1.5	5.82	10.89	0.80	VERIFICATO
N9	P4	B2+B3	-	Y	Y	5.63	1.5	8.44	14.52	0.87	VERIFICATO
N10	P5	B4+B5	-	Y	Y	4.70	1.5	7.05	10.89	0.97	VERIFICATO
N11	P6	B6+B7+B8	-B8	Y	Y	2.87	1.5	4.30	7.26	0.89	VERIFICATO
N12	Pilastro	B8	-	Y	Y	1.18	1.5	1.77	7.26	0.37	VERIFICATO
N11	P2	I	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N2	P12 come P2	I	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N3	P11 come P2	I	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N5	zona pilastro come P2	I	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N1	P7 come P2	I	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N11	P1	A1	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N9	P4 come P1	A1	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N10	P5 come P1	A1	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N11	P6 come P1	A1	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO
N12	zona pilastro come P1	A1	-	-X	-X	5.89	1.5	8.84	18.14	0.73	VERIFICATO

Tabella 40 – Azione del vento: Pareti sopravento + sottovento - pareti con nodi verificati al Taglio - combinazione fondamentale

2.3.1.6 Verifiche al ribaltamento – Sopravento + Sottovento

Per la verifica al ribaltamento dovuto all'azione del vento si utilizzano i dati relativi al baricentro delle masse già determinati al § *2.2.3.7.1 Determinazione del baricentro delle masse.*

Forze Instabilizzanti	propetto laterale - D	=	18.39	kN	1.88	t

(Sopravento+sottovento in D1-D2-D3-D4-D5-D6-D7-D8) (Vedi per il prospetto D la Figura 18 e per il riferimento in pianta la Figura 13).

Forze Stabilizzanti	Wmuro-tot	=	3.70	t

(Wmuro-tot è il peso sismico totale dell'edificio, valore estratto dalla Tabella 30)

Quota di applicazione di Tbase(SLV)	h	=	2.45	m

Momento Ribaltante	$M_R=T_{base}(SLV)*h$	4.59	tm
Momento Stabilizzante-X	$M_{SX}=W_{muro\text{-}tot}*X_{GM}$	16.60	tm
Momento Stabilizzante-Y	$M_{SY}=W_{muro\text{-}tot}*Y_{GM}$	8.97	tm

VERIFICA-X	M_R/M_{SX}	=	0.28	<	1	**VERIFICATO**
VERIFICA-Y	M_R/M_{SY}	=	0.51	<	1	**VERIFICATO**

La verifica al ribaltamento dell'edificio sottoposto all'azione del vento è soddisfatta per entrambe le direzioni X e Y.

2.4 Analisi statica – SLU e SLE

2.4.1 Trave di copertura a due campate – SLU verifiche di resistenza

Si verificano gli elementi strutturali in accordo alle NTC 2008.

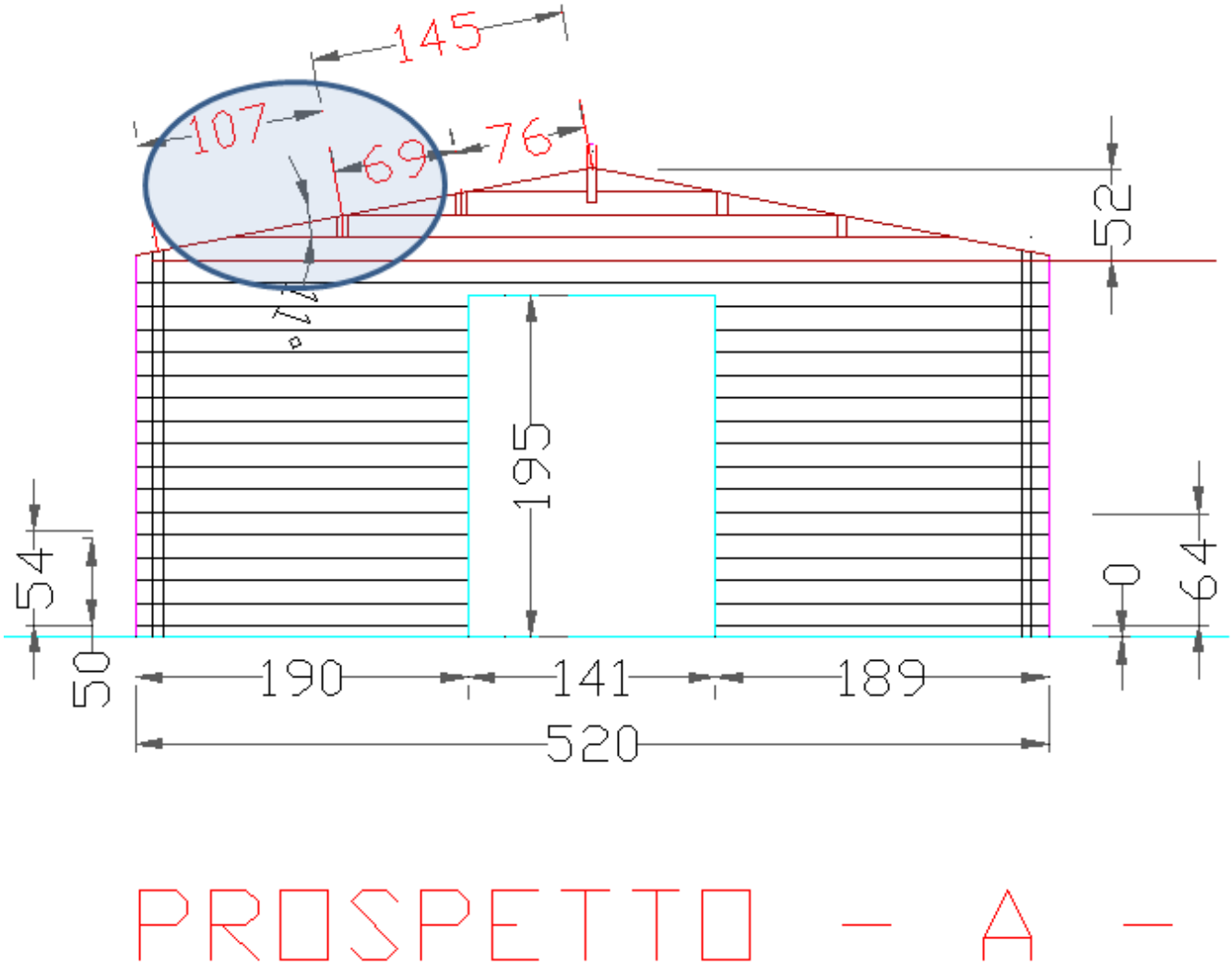


Figura 20 – Prospetto A con in evidenza la trave oggetto di verifica

Per la esatta posizione in pianta vedi Figura 21

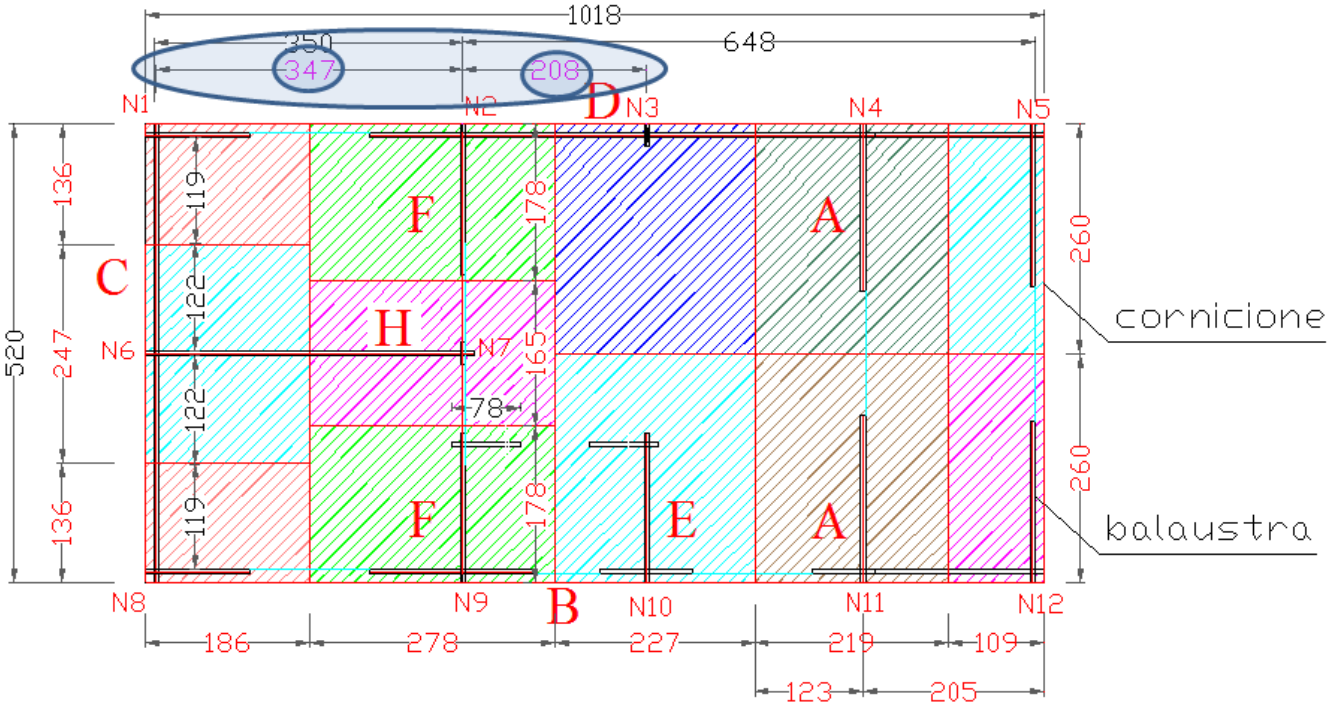
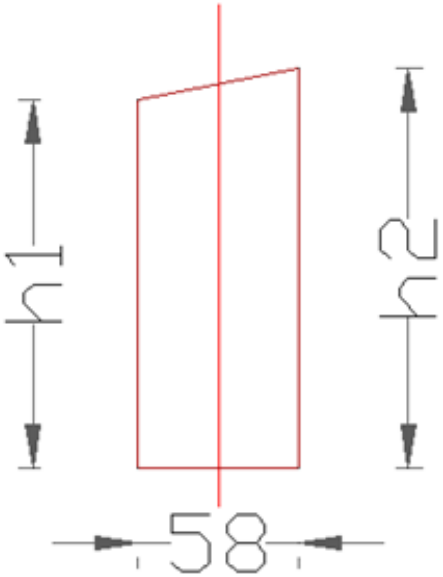


Figura 21 – Pianta con in evidenza la luce delle due campate della trave oggetto di verifica

h1 = 159 mm



h2 = 170 mm

spessore tavolame	19	mm	
coeff. di partecipazione	0.00		0
spessore tavolame	0	mm	assunto partecipe alla resistenza della trave
h = (h1+h2)/2 =	164.5	mm	
interasse =	880	mm	

b = 58 mm

Sezione Travi in Copertura

Tabella 41 – Sezione trave di copertura a due campate

Si analizza la trave che in copertura ha la maggiore area di influenza, con interasse (69+76)/2 = 72cm
La Sezione rettangolare è quella della Tabella 41.

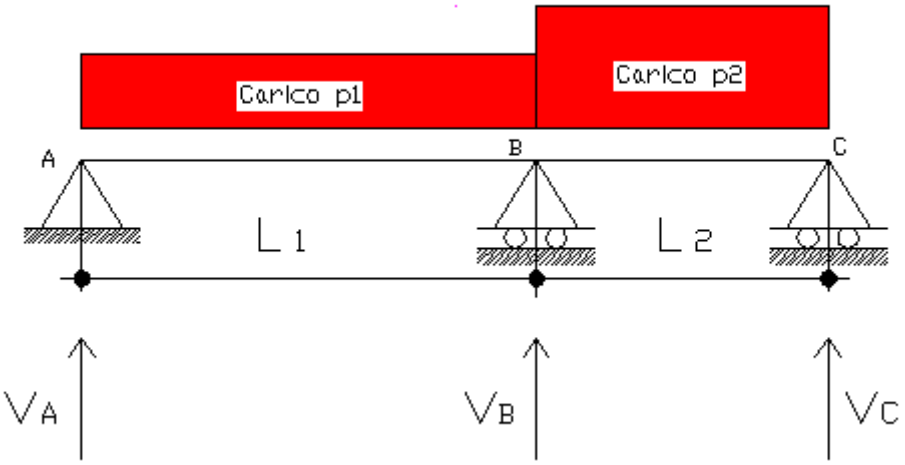


Figura 22 – Schema generale di calcolo trave a due campate

Travi di conifera
Classe C30 secondo EN338 poste in equilibrio igrometrico con l'ambiente
1

sezione	b	58	mm
altzza	h	164.5	mm
interasse	i	880	mm
luce netta	L_1	3470	mm
incremeto luce	$f_{sicurezza}$	1.05	
luce di calcolo	L_{C1}	3643.5	mm
	L_2	2080	mm
	$f_{sicurezza}$	1.05	
	L_{C2}	2184	mm

OMISSIS

CARICHI ELEMENTARI				
carichi permanenti strutturali	G1	0.138 kN/m^2		
carichi permanenti non strutturali	G2	0.06 kN/m^2		
carico variabile : neve	Q_{k1}	1.06 kN/m^2	110 kg/m^2	108 kg/m^2
carico variabile : copertura accessibile per sola manutenzione	Q_{k2}	0.49 kN/m^2	50 kg/m^2	
carico variabile : vento	Q_{k3}	0.312 kN/m^2		

CARICHI SLE - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

q_permanente 0.20 kN/m^2

CARICHI SLU - COMBINAZIONE PERMANENTE E MEDIA DURATA

Si prende come base la relazione della Combinazione Fondamentale

Si prende come base la

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

coefficiente carichi permanenti strutturali Tab.2.6.I-NTC2008 γ_{G1} 1.3

coefficiente carichi permanenti non strutturali	Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{G2}	1.5	
		γ_{Q1} e		
coefficiente carichi variabili	Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{Q2}	1.5	
	Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{Q3}	1.5	vento

Combinazione Permanente:

$$(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2) * \text{interasse}$$

$q_{u\text{-permanente}}$ 0.241 kN/m

Combinazione Media durata:

$$(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}) * \text{interasse}$$

$q_{u\text{-Media-durata}}$ 1.88 kN/m

si trova:

$$\frac{q_{u-Media-durata}}{q_{u-permanente}} \quad 7.8154$$

$$\frac{K_{mod-Media-durata}}{K_{mod-permanente}} \quad 1.33$$

e quindi essendo:

$$\frac{q_{u-Media-durata}}{q_{u-permanente}} > \frac{K_{mod-Media-durata}}{K_{mod-permanente}}$$

risulta che le verifiche di sicurezza determinanti sono quelle con la combinazione di carico di Media durata (permanenti+variabili) pertanto le verifiche di sicurezza con la combinazione di carico permanente (solo carichi permanenti) non saranno effettuate.

STATO LIMITE ULTIMO

Legno:

combinazione di carico di Media durata (permanenti+variabili)

OMISSIS

Sollecitazioni, combinazione di carico allo SLU Media durata

OMISSIS

VERIFICHE SLU

Le travi di copertura sono ammorsate alle pareti. Il lembo compresso delle travi è fissato al tavolame che può essere considerato elemento di controvento. Pertanto non si effettua

la verifica di stabilità della trave.

Le travi di copertura sono orizzontali e non ruotate, la flessione a cui sono assoggettate è Retta.

La tensione di progetto alla flessione risulta:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{u-Media-durata}}{W}$$

Tratto AB: (momento >0)	MPa	7.83	<	fm,d	=	15.71 MPa	VERIFICATO
Tratto BC: (momento >0)	MPa	0.55	<	fm,d	=	15.71 MPa	VERIFICATO

La reazione in A e in B e in C vale:

$$V_A = \frac{p_1 \cdot L_1}{2} + \frac{M_B}{L_1}$$ 2775 N

$$V_B = \frac{p_1 \cdot L_1}{2} + \frac{p_2 \cdot L_2}{2} - M_B \cdot \left[\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2}\right]$$ 7216 N

$$V_C = \frac{p_2 \cdot L_2}{2} + \frac{M_B}{L_2}$$ 968 N

Il Taglio in A ein B e in C vale:

$T_A = V_A$	T_A	2775 N
$T_{B_S} = V_A - p_1 \cdot L_1$	T_{Bs}	-4077 N
$T_B = V_B$	T_B	7216 N
$T_{B_d} = V_B + T_{B_S}$	T_{Bd}	3139 N
$T_C = -V_C$	T_C	-968 N

La tensione di progetto a Taglio risulta per estremità prive di intaglio:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{u-Media.durata}}{b \cdot h}$$

Appoggio in A	τ_A	MPa	0.44	<	fv,d	=	1.60 MPa	VERIFICATO	
Appoggio in B sinistra	τ_{Bs}	MPa	0.64	<	fv,d	=	1.60 MPa	VERIFICATO	**senza il tavolame collaborante**
Appoggio in B destra	τ_{Bd}	MPa	0.49	>	fv,d	=	1.60 MPa	VERIFICATO	
Appoggio in C	τ_C	MPa	0.15	<	fv,d	=	1.60 MPa	VERIFICATO	

Le estremità con intaglio vanno verificate con la seguenti relazioni

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b \cdot h_{ef}} \qquad \tau_d = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b_{ef} \cdot h_{ef}}$$

OMISSIS

La verifica è soddisfatta per:

$$R = \frac{\tau_d}{K_v \cdot f_{v,d}} \leq 1$$

dove K_V vale: $K_{\bar{V}}$ 0.80

Appoggio in A	R	0.64	<	1	VERIFICATO
Appoggio in B sinistra	R	0.61	<	1	VERIFICATO
Appoggio in B destra	R	0.47	<	1	VERIFICATO
Appoggio in C	R	0.22	<	1	VERIFICATO

2.4.2 Trave di copertura a due campate – SLE verifiche sulla deformabilità

Dal modello rappresentato in Figura 22 si esegue la verifica con campata maggiore.
Si determina la deformabilità della trave considerando il seguente modello:

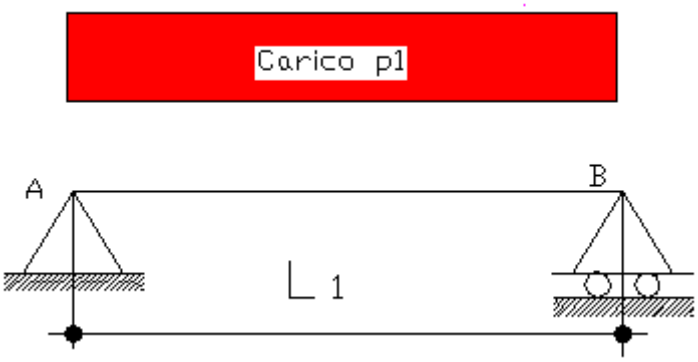


Figura 23 – Schema generale di calcolo

Per la trave inflessa l'integrazione della linea elastica permette di determinare la freccia totale massima che per la trave appoggiata è in mezzeria:

$$f_{\max} = f_M \cdot f_v = \frac{3}{384} + \frac{p \cdot l^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \cdot \frac{p \cdot l_2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A}$$

dove:

f_M	contributo della freccia per flessione
f_V	contributo della freccia per taglio
p	carico uniforme distribuito
l	luce della trave appoggiata
A	area della sezione trasversale
J	momento d'inerzia della sezione trasversale
$E_{0,mean}$	modulo elastico longitudinale
G_{mean}	modulo elastico tangenziale
χ	fattore di taglio (χ = 1.2 per sezioni rettangolari; χ = 1.11 per sezioni circolari)

Nella valutazione della deformazione si deve tener conto della deformazione tagliante.

Si precisa comunque che il contributo della deformazione per taglio f_V rispetto a quello per flessione f_M diventa per una sezione rettangolare non trascurabile quando il rapporto h/l è maggiore di 1/10.

Risulta infatti per h/l = 10 $\frac{f_V}{fM}$ = 15%

Il contributo della deformazione tagliante non è perciò trascurabile quando h/l >10.

$P_{permanente}$	=	q_permanente		=	0.20	kN/m^2
l	=	LC1		=	3643.5	mm
l	=	LC2		=	2184	mm
$E_{0,mean}$	=	12	GPa	=	12000	MPa
J				=	21515154	mm^4
χ	(sezione rettangolare)			=	1.2	
G_{mean}	=	0.75		=	750	MPa
A	=			=	9541	mm^2

La deformazione totale è composta dai seguenti due contibuti di base:

u_1	freccia dovuta ai carichi elementari
u_2	freccia dovuta ai carichi variabili
u_0	contro freccia (nel caso in esame non presente)

Per il particolare comportamento reologico del legno, si devono valutare sia la deformazione iniziale istantane sommata alla deformazione differita a lungo termine.

Le deformazioni istantanee o iniziali u_{ist} sono valutate con riferimento a:
Combinazione Rara
valori medi dei moduli di elasticità normale e tangenziale $E_{0,mean}$ e G_{mean}

Le deformazioni a lungo termine sono valutate con riferimento a:
Combinazione quasi Permanente
valori medi dei moduli di elasticità ridotti mediante il fattore $1/(1+K_{def})$

OMISSIS

Tabella 42 – Estratto Tabella 4.4.V - Valori K_{def} per legno massiccio

OMISSIS

OMISSIS

$P_{Rara\text{-}Totale}$ 0.88 kN/m^2

$P_{Rara\text{-}permanente}$	=	0.20 kN/m^2	0.18 kN/m	0.18 N/mm	carico permanente G1+G2- utilizzata per calcolare $u_{1,ist}$
$P_{Rara\text{-}1°\text{-}carico\text{-}acc.\text{-}Neve}$	=	1.08 kN/m^2	0.95 kN/m	0.95 N/mm	carico variabile : copertura accessibile per sola manutenzione - utilizzata per calcolare $u_{21,ist}$
$P_{Rara\text{-}2°\text{-}carico\text{-}acc.\text{-}Vento}$	=	0.19 kN/m^2	0.16 kN/m	0.16 N/mm	Vento in copertura (depressione) - utilizzata per calcolare $u_{22,ist}$

Si determinano i vari spostamenti con la nota relazione qui di nuovo riportata

$$f_{max} = f_M + f_v = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \cdot \frac{p \cdot l^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A}$$

$u_{1,ist}$	=	1.62	mm			
$u_{21,ist}$	=	8.70	mm	(Neve)		
$u_{22,ist}$	=	1.51	mm	(Vento)		
$u_{2,ist}$	=	max [$u_{21,ist}$; $u_{22,ist}$]		=	8.70	mm
u_{ist}		11.83	mm	deformazione istantanea totale		

La deformazione finale per il carico permanente risulta:

$$u_{1,fin} = u_{1,ist} + u_{1,dif} = u_{1,in} \cdot (1 + K_{def})$$

$u_{1,fin}$	=	2.59	mm

La deformazione iniziale per due carichi variabili in Combinazione Rara risulta:

$$u_{2,in} = u_{21,ist} + \psi_{02} \cdot u_{22,ist}$$

$u_{2,in}$	=	9.61	mm

Combinazione quasi Permanente - Utilizzata per determinare la deformazione differita e finale

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

OMISSIS

La deformazione differita per due carichi variabili in Combinazione quasi Permanente risulta:

$$u_{2,dif} = \psi_{21} \cdot u_{21,dif} + \psi_{22} \cdot u_{22,dif} = \psi_{21} \cdot u_{21,ist} \cdot K_{def} + \psi_{22} \cdot u_{22,ist} \cdot K_{def}$$

OMISSIS

La deformazione finale per due carichi variabili risulta:

$$u_{2,fin} = u_{21,ist} + \psi_{02} \cdot u_{22,ist} + \psi_{21} \cdot u_{21,ist} \cdot K_{def} + \psi_{22} \cdot u_{22ist} \cdot K_{def}$$

OMISSIS

La deformazione finale complessiva per carico permanente e due carichi variabili risulta:

$$u_{fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) + u_{21,ist} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot K_{def}) + u_{22,ist} \cdot (\psi_{02} + \psi_{22} \cdot K_{def})$$

La verifica allo Stato Limite Elastico per le deformazioni si esegue ponendo limiti alle varie deformazioni. Le limitazioni sono requisiti che vengono posti in fase di progetto e fanno riferimento alla corda L congiungente i punti della trave in corrispondenza degli appoggi. Le norme (CNR DT, paragrafo 6.4.3) in mancanza di altre limitazioni raccomandano di utilizzare i seguenti limiti:

limite della freccia massima istantanea dovuta ai soli carichi variabili:

$$u_{2,ist} \leq L / 300 \quad = \quad \mathbf{12.15}\ \mathbf{mm}$$

limite della freccia massima massima finale complessiva:

$$u_{net,fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} - u_0 \leq L / 250 \quad = \quad \mathbf{14.57}\ \text{mm}$$

dove u_0 = 0 mm (controfreccia non presente)

limite della freccia massima finale per carichi variabile:

$$u_{2,fin} \leq L / 200 \quad = \quad \mathbf{18.22}\ \text{mm}$$

VERIFICHE FRECCE

Dai calcoli eseguiti risulta:

Combinazione Rara	$u_{2,ist}$	=	8.70	mm	<	12.15	mm	VERIFICATO
	$u_{net,fin}$	=	12.20	mm	<	14.57	mm	VERIFICATO
	$u_{2,fin}$	=	9.61	mm	<	18.22	mm	VERIFICATO

CONCLUSIONI

Le frecce della trave di copertura di lunghezza **L =** 3470 mm **soddisfano tutti i limiti imposti.**

2.4.3 Trave di copertura una campata più mensola – SLU verifiche di resistenza

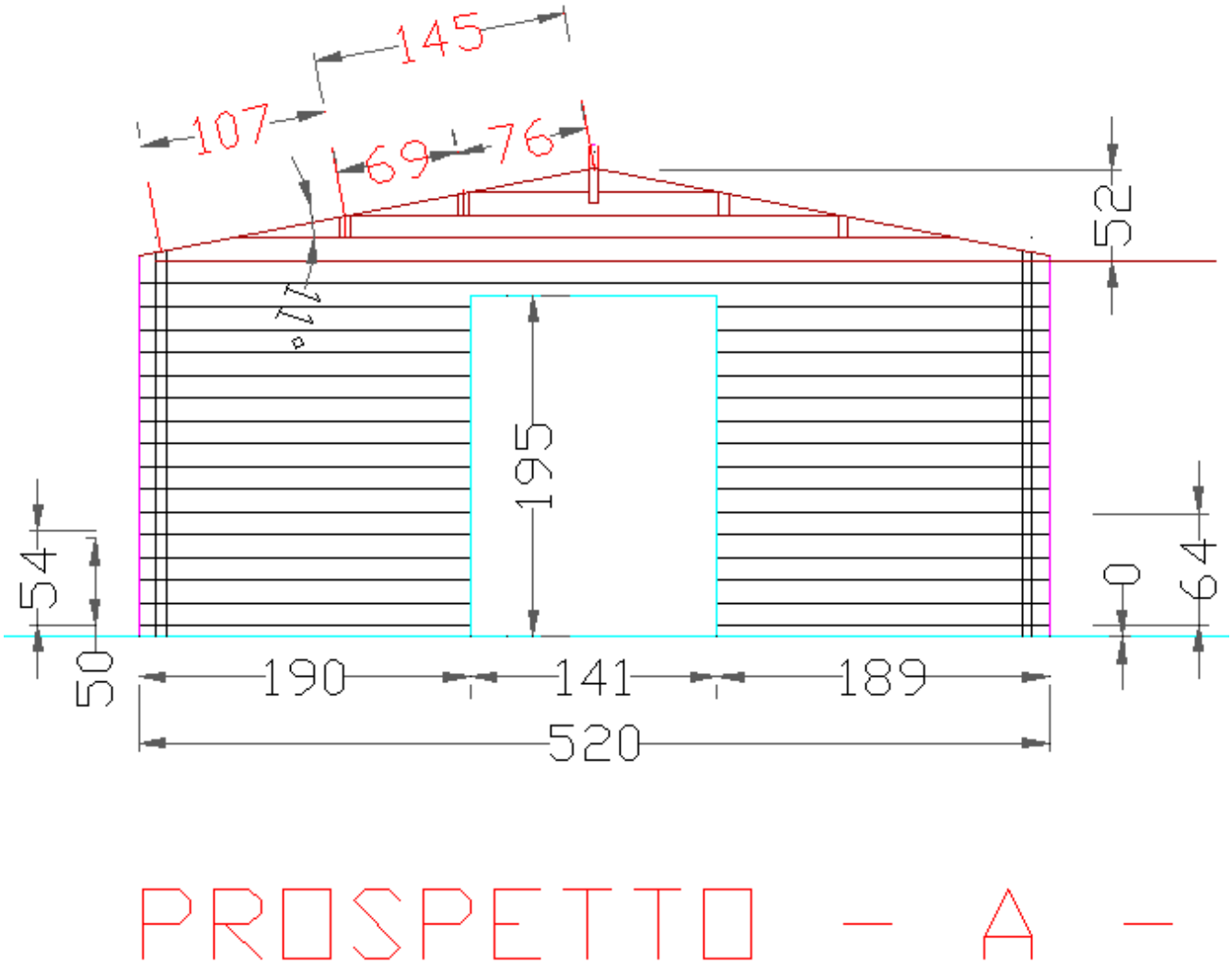


Figura 24 – Prospetto A con in evidenza la trave oggetto di verifica

Per la esatta posizione in pianta vedi Figura 25

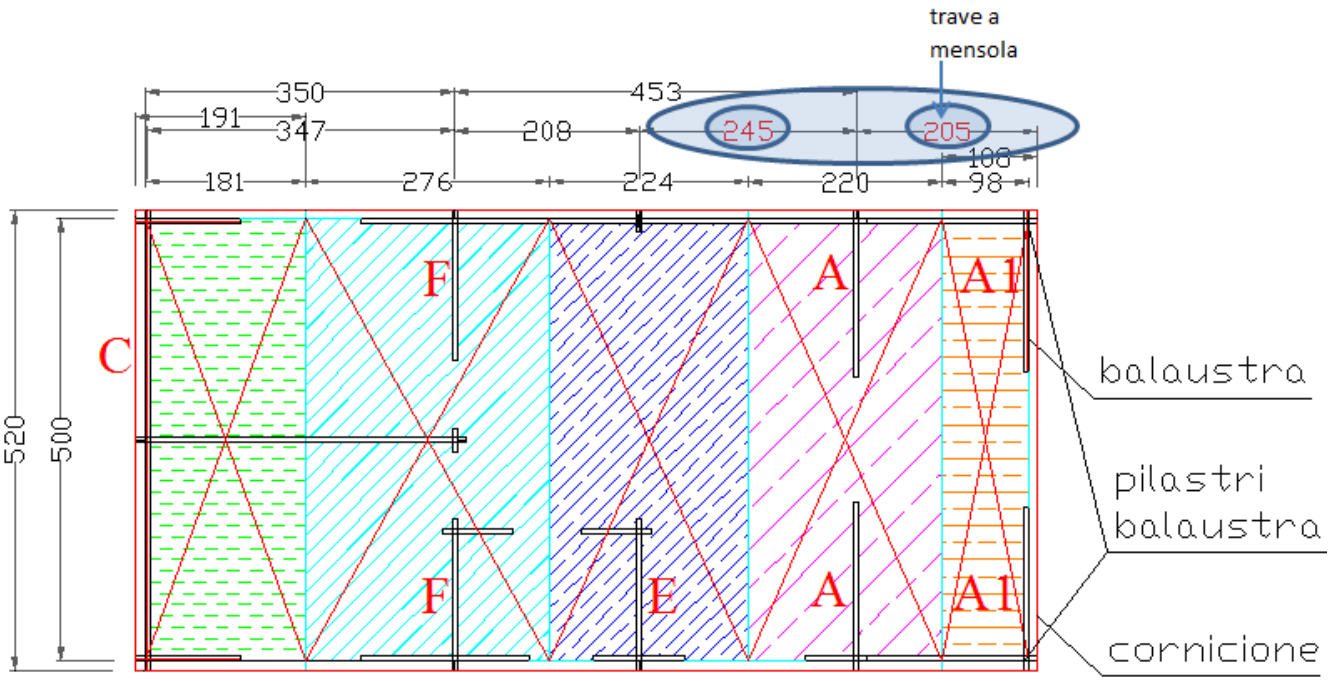
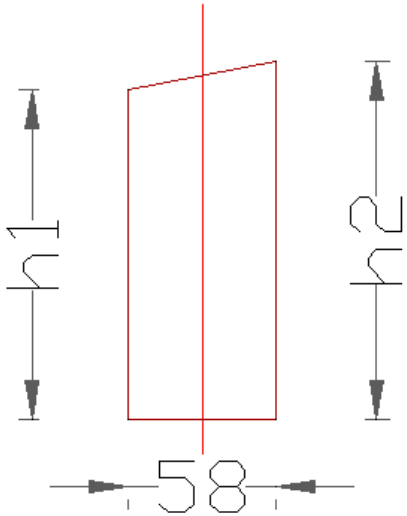


Figura 25 – Pianta con in evidenza la luce della campata e della mensola oggetto di verifica

h1 = 174 mm



h2 = 185 mm
140

spessore tavolame		19	mm
coeff. di partecipazione		0.00	0
spessore tavolame		0	mm assunto partecipe alla resistenza della trave
h = (h1+h2)/2	=	179.5	mm
interasse	=	880	mm

b = 58 mm

Sezione Travi in Copertura

Tabella 43 – Sezione trave di copertura campata e mensola

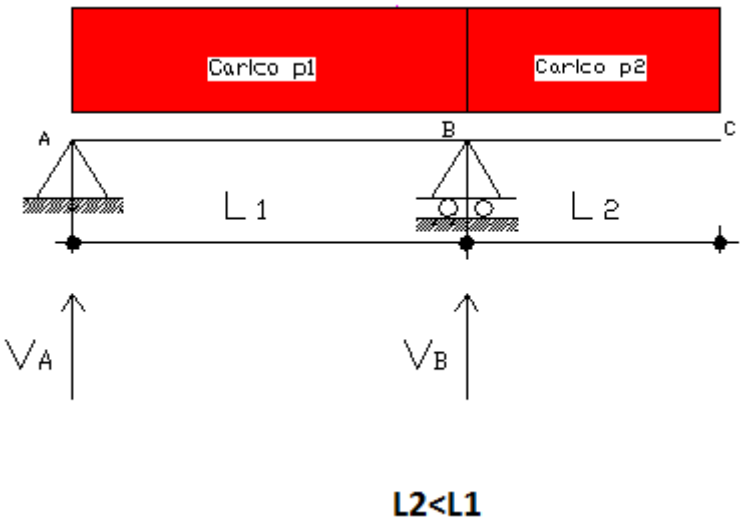


Figura 26 – Schema generale di calcolo trave e mensola

Travi di conifera					
Classe		C30	secondo	EN338	poste in equilibrio igrometrico con l'ambiente
		1			
sezione	b	58	mm		
altzza	h	179.5	mm		
interasse	i	880	mm		
luce netta	L_1	2450	mm		
incremeto luce	$f_{sicurezza}$	1.05			
luce di calcolo	L_{C1}	2572.5	mm		
	L_2	2050	mm	mensola	
	$f_{sicurezza}$	1.05			
	L_{C2}	2152.5	mm		

OMISSIS

CARICHI SLE - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

q_permanente 0.20 kN/m^2

CARICHI SLU - COMBINAZIONE PERMANENTE E MEDIA DURATA

Si prende come base la relazione della Combinazione Fondamentale

Si prende come base la

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

coefficiente carichi permanenti strutturali	Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{G1}	1.3
coefficiente carichi permanenti non strutturali	Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{G2}	1.5
coefficiente carichi variabili	Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{Q1} e γ_{Q2}	1.5
	Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{Q3}	1.5 vento

Combinazione Permanente:

$$(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2) * \text{interasse}$$

$q_{u\text{-permanente}}$ 0.241 kN/m

Combinazione Media durata:

$$(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}) * \text{interasse}$$

$q_{u\text{-Media-durata}}$ 1.88 kN/m

si trova:

$$\frac{q_{u-Media-durata}}{q_{u-permanente}} \quad 7.8154$$

$$\frac{K_{mod-Media-durata}}{K_{mod-permanente}} \quad 1.33$$

e quindi essendo:

$$\frac{q_{u-Media-durata}}{q_{u-permanente}} > \frac{K_{mod-Media-durata}}{K_{mod-permanente}}$$

risulta che le verifiche di sicurezza determinanti sono quelle con la
combinazione di carico di Media durata (permanenti+variabili)
pertanto le verifiche di sicurezza con la
combinazione di carico permanente (solo carichi permanenti)
non saranno effettuate.

STATO LIMITE ULTIMO

OMISSIS

Sollecitazioni, combinazione di carico allo SLU Media durata

OMISSIS

Sede legale: via Angiolello n°2 – 61032 Fano - PU

e-mail adr.guidi@gostec.it -tel. e fax n°+39 0721 885791 cell. 334 3338586

Le travi di copertura sono orizzontali e non ruotate, la flessione a cui sono assoggettate è Retta.

La tensione di progetto alla flessione risulta:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{u-Media-durata}}{W}$$

Tratto AB: (momento >0)	MPa	0.45	<	fm,d	=	15.44 MPa	VERIFICATO
Tratto BC: (momento<0)	MPa	13.61	<	fm,d	=	15.44 MPa	VERIFICATO
Verifica al Momento negativo in B	MPa	13.99	<	fm,d	=	15.44 MPa	VERIFICATO

La reazione in A e in B e in C vale:

$$V_A = \frac{p}{2 \cdot L_1} \cdot \left(L_1^{\ 2} - L_2^{\ 2}\right)$$ 725 N

$$V_B = \frac{p}{2 \cdot L_1} \cdot \left(L_1 + L_2\right)^2$$ 8160 N

Il Taglio in A ein B vale:

$T_A = V_A$ 725 N

$T_{B_S} = V_B - p \cdot L_2$ -4112 N

$T_{B_d} = p \cdot L_2$ 4048 N

La tensione di progetto a Taglio risulta per estremità prive di intaglio:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{u-Mediadurata}}{b \cdot h}$$

Appoggio in A	MPa	0.10	<	fv,d	=	1.60 MPa	VERIFICATO
Appoggio in B sinistra	MPa	0.59	>	fv,d	=	1.60 MPa	VERIFICATO
Appoggio in B destra	MPa	0.58	<	fv,d	=	1.60 MPa	VERIFICATO

Le estremità con intaglio vanno verificate con la seguentie relazioni

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b \cdot h_{ef}} \qquad \tau_d = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b_{ef} \cdot h_{ef}}$$

OMISSIS

La verifica è soddisfatta per:

$$R = \frac{\tau_d}{K_v \cdot f_{v,d}} \leq 1$$

dove K_V vale: K_V 0.80

Appoggio in A	R	0.15	<	1	VERIFICATO
Appoggio in B sinistra	R	0.85	<	1	VERIFICATO
Appoggio in B destra	R	0.55	<	1	VERIFICATO

Sede legale: via Angiolello n°2 – 61032 Fano - PU

e-mail adr.guidi@gostec.it -tel. e fax n°+39 0721 885791 cell. 334 3338586

2.4.4 Trave di copertura una campata più mensola – SLE verifiche sulla deformabilità della campata appoggiata

Si esegue la verifica sulla trave appoggiata alle due estremità e sulla mensola del modello di Figura 26.

Si determina la deformabilità delle trave appoggiata considerando il seguente modello:

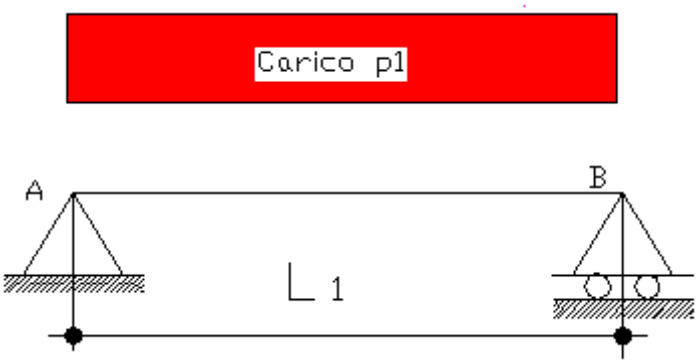


Figura 27 – Schema generale di calcolo trave per la deformabilità

Per la trave inflessa l'integrazione della linea elastica permette di determinare la freccia totale massima che per la trave appoggiata è in mezzeria:

$$f_{max} = f_M \cdot f_v = \frac{3}{384} + \frac{p \cdot l^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \cdot \frac{p \cdot l^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A}$$

Dove è noto il significato dei simboli già esposto al § *2.4.2 Trave di copertura a due campate – SLE verifiche sulla deformabilità.*

Nella valutazione della deformazione si deve tener conto della deformazione tagliante.

Si precisa comunque che il contributo della deformazione per taglio f_V rispetto a quello per flessione f_M diventa per una sezione rettangolare non trascurabile quando il rapporto h/l è maggiore di 1/10.

Risulta infatti per h/l = 10 f_V = 15% fM

Il contributo della deformazione tagliante non è perciò trascurabile quando h/l >10.

Nel caso in esame risulta: h/l = 0.083 < 10

tuttavia si effettua l'analisi considerando Il contributo della deformazione tagliante.

$P_{permanente}$	=	q_permanente		=	0.20	kN/m^2	
l	=	LC1		=	2572.5	mm	trave
l	=	LC2		=	2152.5	mm	mensola
$E_{0,mean}$	=	12	GPa	=	12000	MPa	
J				=	27953752	mm^4	
χ	(sezione rettangolare)			=	1.2		
G_{mean}	=	0.75		=	750	MPa	
A	=			=	10411	mm^2	

La deformazione totale è composta dai seguenti due contibuti di base:

u_1 freccia dovuta ai carichi elementari

u_2 freccia dovuta ai carichi variabili

u_0 contro freccia (nel caso in esame non presente)

Le deformazioni istantanee o iniziali u_{ist} sono valutate con riferimento a:
Combinazione Rara
valori medi dei moduli di elasticità normale e tangenziale $E_{0,mean}$ e G_{mean}

Le deformazioni a lungo termine sono valutate con riferimento a:
Combinazione quasi Permanente
valori medi dei moduli di elasticità ridotti mediante il fattore $1/(1+K_{def})$

dove K_{def} è il coefficiente che tiene conto dell'aumento della deformazione nel tempo dovuto all'effetto combinato della viscosità e dell'umidità dell'ambiente.

I coefficienti di deformazione **Kdef** sono riportati nella Tabella 4.4.V (NTC 2008) (vedi Tabella 42).

La deformazione finale complessiva per carico permanente e due carichi variabili risulta:

$$u_{fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) + u_{21,ist} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot K_{def}) + u_{22,ist} \cdot (\psi_{02} + \psi_{22} \cdot K_{def})$$

dove:

$u_{1,ist}$	deformazione istantanea per carico permanente
$u_{21,ist}$	deformazione istantanea per il primo carico accidentale (Neve)
$u_{22,ist}$	deformazione istantanea per il secondo carico accidentale (Vento)

Combinazione Rara - Utilizzata per determinare la deformazione istantanea u_{ist}

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

OMISSIS

$P_{Rara\text{-}Totale}$ 0.88 kN/m^2

$P_{Rara\text{-}permanente}$	=	0.20 kN/m^2	0.18 kN/m	0.18 N/mm	carico permanente G1+G2- utilizzata per calcolare $u_{1,ist}$
$P_{Rara\text{-}1°\text{-}carico\text{-}acc.\text{-}Neve}$	=	1.08 kN/m^2	0.95 kN/m	0.95 N/mm	carico variabile : copertura accessibile per sola manutenzione - utilizzata per calcolare $u_{21,ist}$
$P_{Rara\text{-}2°\text{-}carico\text{-}acc.\text{-}Vento}$	=	0.19 kN/m^2	0.16 kN/m	0.16 N/mm	Vento in copertura (depressione) - utilizzata per calcolare $u_{22,ist}$

Si determinano i vari spostamenti con la nota relazione qui di nuovo riportata

$$f_{max} = f_M + f_v = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \cdot \frac{p \cdot l^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A}$$

$u_{1,ist}$	=	0.32	mm			
$u_{21,ist}$	=	1.73	mm	(Neve)		
$u_{22,ist}$	=	0.30	mm	(Vento)		
$u_{2,ist}$	=	max [$u_{21,ist}$; $u_{22,ist}$]		=	1.73	mm
u_{ist}		2.36	mm	deformazione istantanea totale		

La deformazione finale per il carico permanente risulta:

$$u_{1,fin} = u_{1,ist} + u_{1,dif} = u_{1,in} \cdot (1 + K_{def})$$

$u_{1,fin}$	=	0.52	mm

La deformazione iniziale per due carichi variabili in Combinazione Rara risulta:

$$u_{2,in} = u_{21,ist} + \psi_{02} \cdot u_{22,ist}$$

$u_{2,in}$	=	1.92	mm

Combinazione quasi Permanente - Utilizzata per determinare la deformazione differita e finale

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

La deformazione differita per due carichi variabili in Combinazione quasi Permanente risulta:

$$u_{2,dif} = \psi_{21} \cdot u_{21,dif} + \psi_{22} \cdot u_{22,dif} = \psi_{21} \cdot u_{21,ist} \cdot K_{def} + \psi_{22} \cdot u_{22,ist} \cdot K_{def}$$

OMISSIS

La deformazione finale per due carichi variabili risulta:

$$u_{2,fin} = u_{21,ist} + \psi_{02} \cdot u_{22,ist} + \psi_{21} \cdot u_{21,ist} \cdot K_{def} + \psi_{22} \cdot u_{22\,ist} \cdot K_{def}$$

OMISSIS

La deformazione finale complessiva per carico permanente e due carichi variabili risulta:

$$u_{fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) + u_{21,ist} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot K_{def}) + u_{22,ist} \cdot (\psi_{02} + \psi_{22} \cdot K_{def})$$

OMISSIS

La verifica allo Stato Limite Elastico per le deformazioni si esgue ponendo limiti alle varie deformazioni. Le limitazioni sono requisiti che vengono posti in fase di progetto e fanno riferimento alla corda L congiungente i punti della trave in corrispondenza degli appoggi. Le norme (CNR DT, paragrafo 6.4.3) in mancanza di altre limitazioni raccomandano di utilizzare i seguenti limiti:

limite della freccia massima istantanea dovuta ai soli carichi variabili:

$$u_{2,ist} \leq L / 300 \quad = \quad 8.58 \text{ mm}$$

limite della freccia massima massima finale complessiva:

$$u_{net,fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} - u_0 \leq L / 250 \quad = \quad 10.29 \text{ mm}$$

dove u_0 = 0 mm (controfreccia non presente)

limite della freccia massima finale per carichi variabile:

$$u_{2,fin} \leq L / 200 \quad = \quad 12.86 \text{ mm}$$

VERIFICHE FRECCE

Dai calcoli eseguiti risulta:

Combinazione Rara	$u_{2,ist}$	=	1.73	mm	<	8.58 mm	VERIFICATO
	$u_{net,fin}$	=	2.43	mm	<	10.29 mm	VERIFICATO
	$u_{2,fin}$	=	1.92	mm	<	12.86 mm	VERIFICATO

CONCLUSIONI

Le frecce della trave di copertura di lunghezza **L =** 3470 mm **soddisfano tutti i limiti imposti.**

2.4.5 Trave di copertura una campata più mensola – SLE verifiche sulla deformabilità della mensola

Si esegue la verifica sulla trave a mensola di Figura 28.

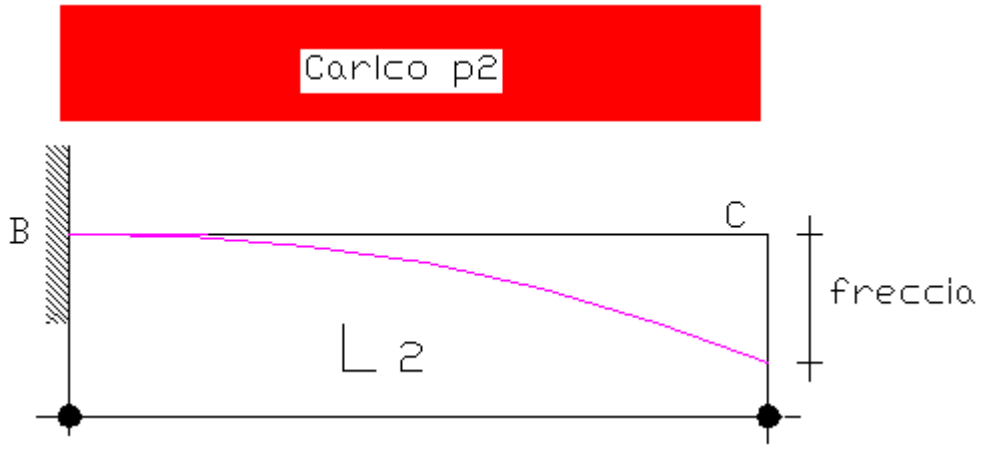


Figura 28 – Schema generale di calcolo trave a mensola

Conservativamente si esegue la verifica considerando il seguente modello di calcolo.

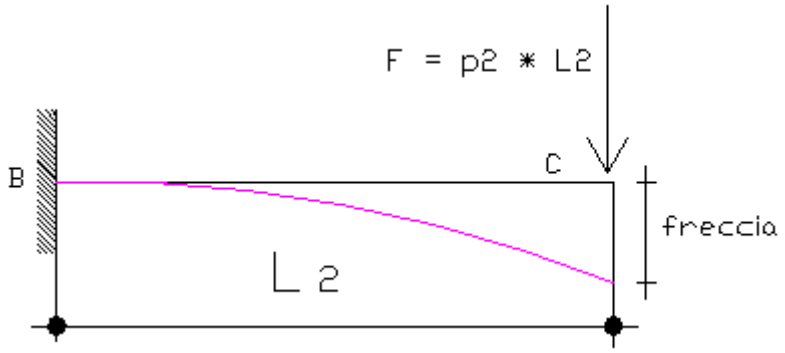


Figura 29 – Modello di calcolo trave a mensola

OMISSIS

Figura 30 – Modello trave a mensola

OMISSIS

Nella valutazione della deformazione si deve tener conto della deformazione tagliante.

Si precisa comunque che il contributo della deformazione per taglio f_V rispetto a quello per flessione f_M diventa per una sezione rettangolare non trascurabile quando il rapporto h/l è maggiore di 1/10.

Risulta infatti per $h/l = 10$ $f_V = 15\%\ fM$

Il contributo della deformazione tagliante non è perciò trascurabile quando h/l >10.

Nel caso in esame risulta: h/l = 0.083 < 10

tuttavia si effettua l'analisi considerando Il contributo della deformazione tagliante.

$P_{permanente}$	=	q_permanente		=	0.20	kN/m^2	
l	=	LC1		=	2572.5	mm	trave
l	=	LC2		=	2152.5	mm	mensola
$E_{0,mean}$	=	12	GPa	=	12000	MPa	
J				=	27953752	mm^4	
χ	(sezione rettangolare)			=	1.2		
G_{mean}	=	0.75		=	750	MPa	
A	=			=	10411	mm^2	
A_s	=				12493.2	mm^2	

La deformazione totale è composta dai seguenti due contibuti di base:

u_1	freccia dovuta ai carichi elementari
u_2	freccia dovuta ai carichi variabili
u_0	contro freccia (nel caso in esame non presente)

Per il particolare comportamento reologico del legno, si devono valutare sia la deformazione iniziale istantane sommata alla deformazione differita a lungo termine.

Le deformazioni istantanee o iniziali u_{ist} sono valutate con riferimento a:
Combinazione Rara
valori medi dei moduli di elasticità normale e tangenziale $E_{0,mean}$ e G_{mean}

Le deformazioni a lungo termine sono valutate con riferimento a:
Combinazione quasi Permanente
valori medi dei moduli di elasticità ridotti mediante il fattore $1/(1+K_{def})$

I coefficienti di deformazione K_{def} sono riportati nella Tabella 4.4.V (NTC 2008) (vedi Tabella 42).

La deformazione finale complessiva per carico permanente e due carichi variabili risulta:

$$u_{fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) + u_{21,ist} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot K_{def}) + u_{22,ist} \cdot (\psi_{02} + \psi_{22} \cdot K_{def})$$

dove:

$u_{1,ist}$ deformazione istantanea per carico permanente

$u_{21,ist}$ deformazione istantanea per il primo carico accidentale (Neve)

$u_{22,ist}$ deformazione istantanea per il secondo carico accidentale (Vento)

Combinazione Rara - Utilizzata per determinare la deformazione istantanea u_{ist}

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

OMISSIS

$P_{Rara\text{-}Totale}$ 0.88 kN/m^2

$P_{Rara\text{-}permanente}$	=	0.20 kN/m^2	0.18 kN/m	0.18 N/mm	380 N	carico permanente G1+G2- utilizzata per calcolare $u_{1,ist}$
$P_{Rara\text{-}1°\text{-}carico\text{-}acc.\text{-}Neve}$	=	1.08 kN/m^2	0.95 kN/m	0.95 N/mm	2043 N	carico variabile : copertura accessibile per sola manutenzione - utilizzata per calcolare $u_{21,ist}$
$P_{Rara\text{-}2°\text{-}carico\text{-}acc.\text{-}Vento}$	=	0.19 kN/m^2	0.16 kN/m	0.16 N/mm	355 N	Vento in copertura (depressione) - utilizzata per calcolare $u_{22,ist}$

Si determinano i vari spostamenti con la nota relazione qui di nuovo riportata:

$$f_{max} = f_V + F_M = v = \frac{F}{GA_s}z - \frac{F}{EI}\left(\frac{1}{3}z^3 - \frac{1}{2}lz^2\right)$$

Per Z =

L_{C2} = 2152.5 mm

$u_{1,ist}$	=	1.97	mm	
$u_{21,ist}$	=	10.59	mm	(Neve)
$u_{22,ist}$	=	1.84	mm	(Vento)
$u_{2,ist}$	=	max [$u_{21,ist}$; $u_{22,ist}$]	=	10.59 mm
u_{ist}		14.40	mm	deformazione istantanea totale

La deformazione finale per il carico permanente risulta:

$$u_{1,fin} = u_{1,ist} + u_{1,dif} = u_{1,in} \cdot (1 + K_{def})$$

$u_{1,fin}$ = 3.15 mm

La deformazione iniziale per due carichi variabili in Combinazione Rara risulta:

$$u_{2,in} = u_{21,ist} + \psi_{02} \cdot u_{22,ist}$$

$u_{2,in}$ = 11.70 mm

Combinazione quasi Permanente - Utilizzata per determinare la deformazione differita e finale

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

OMISSIS

La deformazione differita per due carichi variabili in Combinazione quasi Permanente risulta:

$$u_{2,dif} = \psi_{21} \cdot u_{21,dif} + \psi_{22} \cdot u_{22,dif} = \psi_{21} \cdot u_{21,ist} \cdot K_{def} + \psi_{22} \cdot u_{22,ist} \cdot K_{def}$$

OMISSIS

La deformazione finale per due carichi variabili risulta:

$$u_{2,fin} = u_{21,ist} + \psi_{02} \cdot u_{22,ist} + \psi_{21} \cdot u_{21,ist} \cdot K_{def} + \psi_{22} \cdot u_{22\,ist} \cdot K_{def}$$

OMISSIS

$$u_{fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) + u_{21,ist} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot K_{def}) + u_{22,ist} \cdot (\psi_{02} + \psi_{22} \cdot K_{def})$$

OMISSIS

La verifica allo Stato Limite Elastico per le deformazioni si esegue ponendo limiti alle varie deformazioni. Le limitazioni sono requisiti che vengono posti in fase di progetto e fanno riferimento alla corda L congiungente i punti della trave in corrispondenza degli appoggi. Le norme (CNR DT, paragrafo 6.4.3) in mancanza di altre limitazioni raccomandano di utilizzare i seguenti limiti per la trave a sbalzo dove L (lunghezza dello sbalzo) diventa 2*L:

OMISSIS

limite della freccia massima istantanea dovuta ai soli carichi variabili:

$$u_{2,ist} \leq 2 \cdot L / 300 \quad = \quad 14.35 \text{ mm}$$

limite della freccia massima massima finale complessiva:

$$u_{net,fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} - u_0 \leq 2 \cdot L / 250 \quad = \quad 17.22 \text{ mm}$$

dove u_0 = 0 mm (controfreccia non presente)

limite della freccia massima finale per carichi variabile:

$$u_{2,fin} \leq 2 \cdot L / 200 \quad = \quad 21.53 \text{ mm}$$

VERIFICHE FRECCE							
Dai calcoli eseguiti risulta:							
Combinazione Rara	$u_{2,ist}$	=	10.59	mm	<	14.35 mm	VERIFICATO
	$u_{net,fin}$	=	14.85	mm	<	17.22 mm	VERIFICATO
	$u_{2,fin}$	=	11.70	mm	<	21.53 mm	VERIFICATO

CONCLUSIONI				
Le frecce della trave di copertura di lunghezza	**L =**	**2152.5**	mm	**soddisfano tutti i limiti imposti.**

2.5 Setto verticale – verifica a compressione SLU

2.5.1 Verifica setto con trave a maggiore interasse

Si verificano gli elementi strutturali in accordo alle NTC 2008.
Si esegue la verifica delle pareti soggette alla compressione esercitata dalle travi della copertura.

Per il carico che grava sui setti si considera lo schema statico delle travi come nella figura qui riportata:

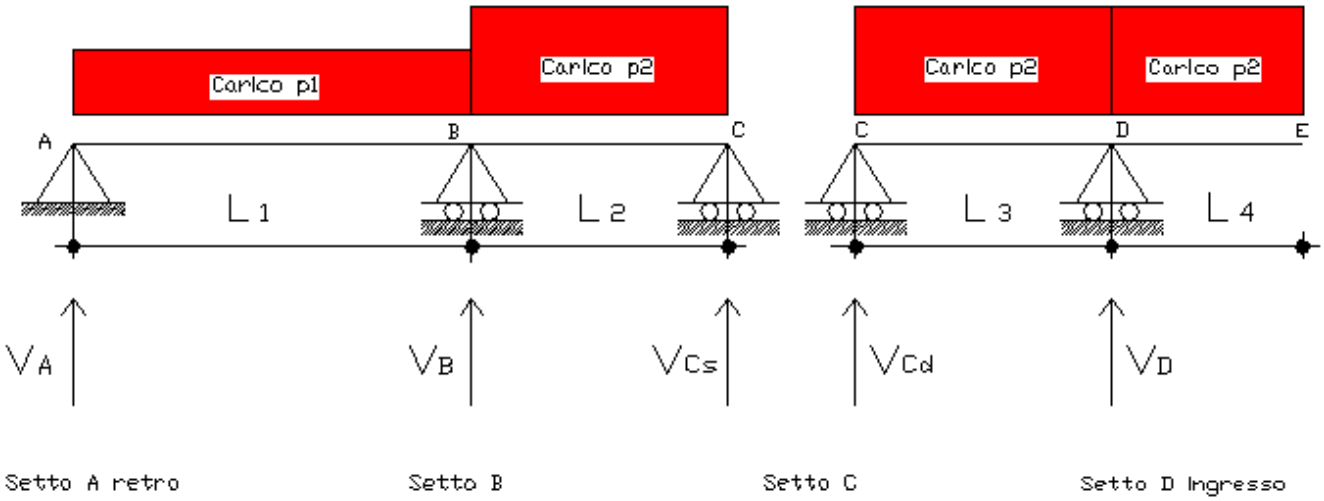


Figura 31 – Schema generale setto

Si calcolano le reazioni dei setti con le note relazioni:

$$V_A = \frac{p_1 \cdot L_1}{2} + \frac{M_B}{L_1} \qquad V_B = \frac{p_1 \cdot L_1}{2} + \frac{p_2 \cdot L_2}{2} - M_B \cdot \left[\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2}\right]$$

$$V_{Cs} = \frac{p_2 \cdot L_2}{2} + \frac{M_B}{L_2}$$

con

$$M_B = -\frac{p_1 \cdot L_1^3 + p_2 \cdot L_2^3}{8 \cdot (L_1 + L_2)}$$

$$V_{Cd} = \frac{p_2}{2 \cdot L_3} \cdot \left(L_3^{\,2} - L_4^{\,2}\right) \qquad V_D = \frac{p_2}{2 \cdot L_3} \cdot (L_3 + L_4)^2$$

Il carico di riferimento è quello allo SLU

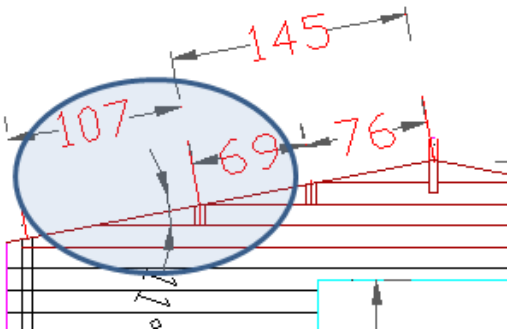
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{G1}	1.3	
Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{G2}	1.5	
Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{Q1} e γ_{Q2}	1.5	
Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{Q3}	1.5	vento

Tab.2.5.I-NTC2009	ψ_{02}	0	categorie H copertura
Tab.2.5.I-NTC2009	ψ_{03}	0.6	vento

CARICHI ELEMENTARI

carichi permanenti strutturali	G1	0.138	kN/m^2		
carichi permanenti non strutturali	G2	0.062	kN/m^2		
carico variabile : neve	Q_{k1}	1.08	kN/m^2	110.00	kg/m^2
carico variabile : copertura accessibile per sola manutenzione	Q_{k2}	0.49	kN/m^2	50.00	kg/m^2
carico variabile : vento	Q_{k3}	0.312	kN/m^2		



Interasse trave (**conservativamente si è considerato il maggiore interasse presente fra le travi in copertura**) 880 mm

Nella struttura
è:

$p_1 = p_2 = q_u$

$(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2})$ * interasse = q_u 1.91 kN/m 1.91 N/mm

fc,90,k = 2.7 MPa

La resitenza del nodo alla compressione perpendicolare alle fibre
del legno è espressa dallaformula:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità dell'ambiente.

γ_M è un coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

Le Classi di durata del carico sono stabilite al § 4.4.4 dalle NTC 2008 (vedi Tabella 16).

CLASSE DI SERVIZIO	1	k_{mod}	=	0.6	(classe di durata del carico permanente)

γ_M = 1.5 (legno massiccio)

Si ottiene:		$f_{c,90,d}$	=	1.08 MPa	(resistenza alla compresione)

L_1	3470	mm	L_2	2080	mm
$f_{sicurezza}$	1.05		$f_{sicurezza}$	1.05	
L_{C1}	3643.5	mm	L_{C2}	2184	mm

L_3	2450	mm	L_4	2050	mm
$f_{sicurezza}$	1.05		$f_{sicurezza}$	1.05	
L_{C3}	2572.5	mm	L_{C4}	2152.5	mm

M_B	trave a due appoggi	-2410478 N/mm	$M_B = -\frac{p_1 \cdot L_1^3 + p_2 \cdot L_2^3}{8 \cdot (L_1 + L_2)}$
V_A	trave a due appoggi	2821 N	$V_A = \frac{p_1 \cdot L_1}{2} + \frac{M_B}{L_1}$
V_B	trave a due appoggi	7335 N	$V_B = \frac{p_1 \cdot L_1}{2} + \frac{p_2 \cdot L_2}{2} - M_B \cdot \left[\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2}\right]$
V_{Cs}	trave a due appoggi	984 N	$V_{Cs} = \frac{p_2 \cdot L_2}{2} + \frac{M_B}{L_2}$
V_{Cd}	trave appoggiata + mensola	737 N	$V_{Cd} = \frac{p_2}{2 \cdot L_3} \cdot \left(L_3^{\ 2} - L_4^{\ 2}\right)$
V_D	trave appoggiata + mensola	8295 N	$V_D = \frac{p_2}{2 \cdot L_3} \cdot (L_3 + L_4)^2$

2.5.2 Setto interno con trave a maggiore interasse

L'area del setto soggetta alla compressione della trave di copertura ha larghezza pari alla base della trave e profondità coincidente con lo spessore del setto stesso.

Le dimensioni dell'area dei setti su cui si appoggiano le travi hanno queste misure:

L'area del setto soggetta alla compressione della trave di copertura ha larghezza pari alla base della trave e profondità coincidente con lo spessore del setto stesso.

Le dimensioni dell'area dei setti su cui si appoggiano le travi hanno queste misure:

L = base trave (è la lunghezza reale di appoggio)	58	mm	(tale valore può essere aumentato per effetto del confinamento; vedi sotto)
b = spessore parete	58	mm	
Area di appoggio sul setto	3364	mm^2	

Il setto in corrispondenza dell'appoggio trave è sottoposto a compressione.
La verifica è soddisfatta se la tensione di compressione di progetto
risulta:

$\sigma_{c,90,d}$

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

con

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{Ed}}{A}$$

dove

N_{Ed}	compressione di calcolo sollecitante
A	area perpendicolare all'asse di sollecitazione

OMISSIS

Considerando un coefficiente di amplificazione **C_A** di **fc,90,d** pari a :

C_A = 1.45

diventa:

$f_{c,90,d}$ = 1.57 MPa

si ottiene:

appoggio	Reazione	$Area_{ef}$	$\sigma_{c,90,d}$	$f_{c,90,d}$	Condizione
[ID]	[N]	[mm^2]	[MPa]	[MPa]	[-]
A	2821	5684	0.50	1.57	VERIFICATO
B	7335	5684	1.29	1.57	VERIFICATO
C	1721	5684	0.30	1.57	VERIFICATO
D	8295	5684	1.46	1.57	VERIFICATO

2.5.3 Verifica setto con trave a interasse non maggiore

Si verificano gli elementi strutturali in accordo alle NTC 2008.
Si esegue la verifica delle pareti soggette alla compressione esercitata dalle travi della copertura.

Per il carico che grava sui setti si considera lo schema statico delle travi come nella Figura 31.

OMISSIS

Il carico di riferimento è quello allo SLU

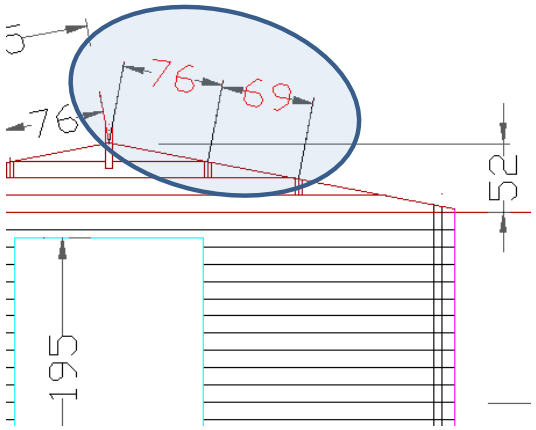
$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots$$

Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{G1}	1.3
Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{G2}	1.5
Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{Q1} e γ_{Q2}	1.5
Tab.2.6.I-NTC2008	γ_{Q3}	1.5 vento

Tab.2.5.I-NTC2009	ψ_{02}	0 categorie H copertura
Tab.2.5.I-NTC2009	ψ_{03}	0.6 vento

CARICHI ELEMENTARI

carichi permanenti strutturali	G1	0.138	kN/m^2		
carichi permanenti non strutturali	G2	0.062	kN/m^2		
carico variabile : neve	Q_{k1}	1.08	kN/m^2	110.00	kg/m^2
carico variabile : copertura accessibile per sola manutenzione	Q_{k2}	0.49	kN/m^2	50.00	kg/m^2
carico variabile : vento	Q_{k3}	0.312	kN/m^2		



Interasse trave (qui si è considerato l' interasse inferiore a quello maggiore fra le travi in copertura) 725 mm

Nella struttura è:

$p_1 = p_2 = q_u$

$(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2})$ * interasse = q_u 1.57 kN/m 1.57 N/mm

fc,90,k = 2.7 MPa

La resitenza del nodo alla compressione perpendicolare alle fibre del legno è espressa dallaformula:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità dell'ambiente.

γ_M è un coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

Le Classi di durata del carico sono stabilite al § 4.4.4 dalle NTC 2008 (vedi Tabella 16).

CLASSE DI SERVIZIO	1	k_{mod}	=	0.6	(classe di durata del carico permanente)

γ_M = 1.5 (legno massiccio)

Si ottiene:		$f_{c,90,d}$	=	1.08 MPa	(resistenza alla compresione)

L_1	3470	mm	L_2	2080	mm
$f_{sicurezza}$	1.05		$f_{sicurezza}$	1.05	
L_{C1}	3643.5	mm	L_{C2}	2184	mm

L_3	2450	mm	L_4	2050	mm
$f_{sicurezza}$	1.05		$f_{sicurezza}$	1.05	
L_{C3}	2572.5	mm	L_{C4}	2152.5	mm

M_B	trave a due appoggi	-1985905	N/mm
V_A	trave a due appoggi	2324	N
V_B	trave a due appoggi	6043	N
V_{Cs}	trave a due appoggi	811	N
V_{Cd}	trave appoggiata + mensola	607	N
V_D	trave appoggiata + mensola	6834	N

2.5.4 Verifica setto con trave a interasse non maggiore

L'area del setto soggetta alla compressione della trave di copertura ha larghezza pari alla base della trave e profondità coincidente con lo spessore del setto stesso.

Le dimensioni dell'area dei setti su cui si appoggiano le travi hanno queste misure:

L = base trave (è la lunghezza reale di appoggio)	58	mm	(tale valore può essere aumentato per effetto del confinamento; vedi sotto)
b = spessore parete	58	mm	
Area di appoggio sul setto	3364	mm^2	

Il setto in corrispondenza dell'appoggio trave è sottoposto a compressione.

La verifica è soddisfatta se la tensione di compressione di progetto $\sigma_{c,90,d}$ risulta:

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

con

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{Ed}}{A}$$

dove

N_{Ed}	compressione di calcolo sollecitante
A	area perpendicolare all'asse di sollecitazione

Si determina la $\sigma_{c,90,d}$ in corrispondenza di ogni appoggio:

La verifica è soddisfatta quando $\sigma_{c,90,d} < f_{c,90,d}$

OMISSIS

Considerando un coefficiente di amplificazione **C_A** di **fc,90,d** pari a :

C_A = 1.2

diventa:

$f_{c,90,d}$ = 1.30 MPa

si ottiene:

appoggio	Reazione	$Area_{ef}$	$\sigma_{c,90,d}$	$f_{c,90,d}$	Condizione
[ID]	[N]	[mm^2]	[MPa]	[MPa]	[-]
A	2324	5684	0.41	1.30	VERIFICATO
B	6043	5684	1.06	1.30	VERIFICATO
C	1418	5684	0.25	1.30	VERIFICATO
D	6834	5684	1.20	1.30	VERIFICATO

2.6 Instabilità della trave

2.6.1 Instabilità della trave – teoria

Si verificano gli elementi strutturali in accordo alle NTC 2008.

Quando la sezione della trave è notevolmente superiore h > 4b alla base è opportuno verificare che la trave non sia soggetta a svergolamento nel piano debole. Tale fenomeno avviene quando la forza di compressione indotta dalla flessione provoca uno sbandamento della sezione di tipo roto-traslazionale fuori dal piano di flessione.

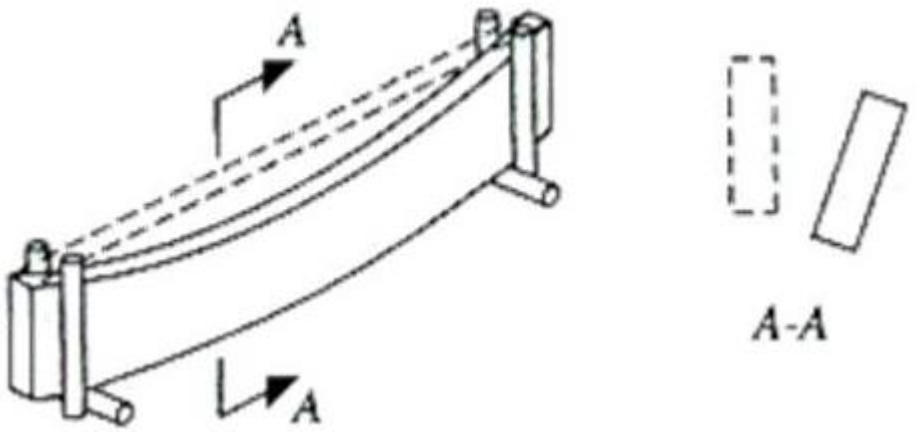


Figura 32 – Instabilità flesso-torsionale della trave

Il momento critico che provoca lo svergolamento è dato dalla espressione:

$$M_{y,cr} = \frac{\pi}{L_{eff}} \cdot \sqrt{E \cdot J_z \cdot G \cdot J_t}$$

L_{eff} = lunghezza efficace in funzione delle condizioni di carico e di vincolo

OMISSIS

Tabella 44 – Range del $K_{crit,m}$

OMISSIS

2.6.2 Verifica instabilità della trave

Si verifica alla instabilità la trave a maggiore altezza e interasse.

Si determina $\sigma_{m,crit}$

Classe legno C30

$E_{0,05}$	8	GPa	8000	MPa
h	179.5	mm	(altezza media della trave a sbalzo)	
b	58	mm		
G_{mean}	0.75	GPa	750	MPa
E_{mean} = $E_{0,mean}$	12	GPa	12000	MPa
$f_{m,k}$	30	MPa		

L_{eff} per carico uniformemente distribuito vale 0.9 *L

si prende la lunghezza maggiore della trave che corrisponde alla trave di Figura 22 identificata nello schema con L1.

L 3643.5 mm

si ottiene considerando anche il carico applicato sull'asse della trave (h/2)

L_{eff} 3279.15 mm

$\sigma_{m,crit}$ 35.91 MPa

Si determina la snellezza $\lambda_{rel,m}$

$\lambda_{rel,m}$ 0.91

Dalla Tabella 44 e considerando che $\lambda_{rel,m}$ < 1

Si ottiene

$K_{crit,m}$ 1

Si considera la trave a lunghezza maggiore quella individuata nella Figura 22

identificata nello schema con L1 e si calcola la $\sigma_{m,d}$ adottando per tale trave la massima sezione con il rapporto h/b maggiore, sezione che è quella derivante dalla verifica della trave a mensola di Figura 26

b =	58	mm
h_{min} =	174	mm
h_{max} =	185	mm
h_{media} =	179.5	mm

Pertanto per tale verifica di instabilità della trave si considera conservativamente che la travi di tutta la copertura vengano realizzate con la sezione ricavata per la trave a sbalzo.

Per la determinazione della $\sigma_{m,d}$ a favore di sicurezza si prende il momento massimo (vedi §2.4.1 Trave di copertura a due campate – SLU verifiche di resistenza)
della trave di Figura 22 essendo questa la trave di copertura a luce maggiore

M_B -2371242 N/mm

La tensione $\sigma_{m,d}$ massima prodotta dalla flessione si ricava dalla nota relazione di Navier:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W}$$

con

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = 292668 \text{ mm}^3$$

si ricava

$$\sigma_{m,d} \quad -8.10 \text{ MPa}$$

$$K_h = \min\left[\left(\frac{150}{h}\right)^{0.2}; 1.3\right]$$

$(150/h)^{0.2}$ = 0.965
1.3

K_h 0.965

Conservativamente si pone

K_h 1

$$f_{m,d} = K_h \cdot f_{m,k} \quad 30 \text{ MPa}$$

In fine si ottiene:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m}\, f_{m,d}} = 0.27 < 1 \quad \textbf{VERIFICATO}$$

L'elemento trave risulta VERIFICATO alla instabilità

2.7 Relazione sulle fondazioni

OMISSIS

Fano lì 29/Ottobre/2016

Il Tecnico

Dott. Ing. Adriano Guidi

Sede legale: via Angiolello n°2 – 61032 Fano - PU

e-mail adr.guidi@gostec.it -tel. e fax n°+39 0721 885791 cell. 334 3338586