

COMUNE DI SALA BOLOGNESE

AMPLIAMENTO E MANUTENZIONE STRAORDINARIA
DEL POLO SCOLASTICO DELL'INFANZIA IN VIA GRAMSCI, 95/A, 95/B e 95/C A SALA BOLOGNESE
NELL'AMBITO DELL'INTERVENTO "PNRR NEXT GENERATION EU - MISSIONE 4 COMPONENTE 1"

COMMITTENTE:

Comune di Sala Bolognese
Piazza Marconi, 1
40010 Sala Bolognese (BO)



PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA:
Riguzzi e Mascellani Ingegneri Studio Associato
Ing. Daniela Riguzzi
Ing. Paolo Mascellani

PROGETTAZIONE STRUTTURALE:
Ing. Daniele Manetti

PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI:
POOL Progetti Società tra professionisti
Ing. Pier Francesco Petroncini

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI:
PROEL Studio Tecnico Associato
Per.Ind. Marco Grillini



CUP:G24E21000140001

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURA IN LEGNO

ELABORATO

RST01

ARCHIVIO AR/250-02/A

DATA 13/02/2023

REDATTO D.M. VISTO D.M.

DATA AGG.	DESCRIZIONE	DIS.	VISTO	DATA AGG.		DIS.	VISTO
--/--				--/--			
--/--				--/--			
--/--				--/--			
--/--				--/--			

Riguzzi e Mascellani Ingegneri

Ingegneria - Architettura - Acustica ambientale - Certificazione energetica

Studio Associato

via Armaroli, 11 - 40012 Calderara di Reno - tel 051.6468358 - www.RM-ingegneri.com

SOMMARIO:

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA	1
2 RELAZIONE SUI MATERIALI.....	1
3 RELAZIONE DI CALCOLO	1
3.1 ALGORITMO DI CALCOLO	2
3.1.1 CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	2
3.1.2 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO	4
3.1.3 ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.	4
3.1.4 ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO	6
3.1.5 VERIFICA DELLE PARETI IN LEGNO A DIAFRAMMA.....	9
3.2 INDIVIDUAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	12
3.3 ANALISI SISMICA.....	13
3.3.1 FATTORE DI COMPORTAMENTO.....	15
3.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO e PROGETTO NTC18	17
3.4. DESTINAZIONI D'USO – CARICHI E SOVRACCARICHI ACCIDENTALI – COMBINAZIONI	18
3.4.1 DESTINAZIONI D'USO	18
3.4.2 AZIONE DELLA NEVE.....	19
3.4.3 AZIONE DEL VENTO	21
3.4.4 AZIONI SULLA COSTRUZIONE	28
4 CALCOLO E VERIFICA DELLE STRUTTURE IN ESERCIZIO	29
4.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE (agli elementi finiti)	31

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

La presente relazione di calcolo è relativa al progetto esecutivo di una scuola con struttura in legno che dovrà essere realizzata nel Comune di Sala Bolognese, loc. Sala.

Dalla relazione geologica si evince che non sono presenti problematiche di carattere geologico.

La struttura in progetto sarà costituita da un unico livello fuori terra.

Attorno al corpo di fabbrica verranno realizzate le opportune opere di sostegno a contenimento del

Le fondazioni saranno del tipo diretto su platea dello spessore di 35 cm, con travi di rinforzo nello interposte nello stesso spessore. Sulla platea di fondazione saranno realizzati idonei cordoli per la posa delle pareti e pilastri in legno

Le strutture di elevazione, saranno realizzate in legno intelaiate tipo "PLATFORM FRAME".

Nel dettaglio il "PLATFORM FRAME" è il sistema costruttivo tipico della casa in legno americana ed è l'evoluzione del più noto sistema "BALLOON FRAME".

Le pareti resistenti a taglio sono costituite da telai in legno lamellare costituiti da traversi e montanti posti verticalmente a interasse di circa 60 cm, collegati al piede e in sommità con opportune piastre metalliche con travi lamellari di identica base e opportuna altezza.

Tali telai sono poi irrigiditi mediante pannelli in legno OSB (Oriented Strand Board) dello spessore di 18 mm al fine di rispettare le gerarchie di resistenza con le connessioni necessarie.

Gli elementi così composti vengono assemblati fra loro in maniera da ottenere un controventamento necessario; l'assemblaggio tra travi lamellari e pannelli è realizzato tramite chiodi o viti o graffe posti a un opportuno interasse, che sono per l'appunto gli elementi che dissipano energia sismica.

Il collegamento fra la struttura in legno e le fondazioni in c.a. viene assicurato mediante opportune barre filettate in acciaio o tasselli a pressione, che vincolano le piastre metalliche collegate alle pareti d'elevazione sempre con connettori d'acciaio opportunamente dimensionati in gerarchia delle resistenze.

La copertura sarà realizzata in parte con pannelli in lamellare sdraiato (GLT) dello spessore di 14 cm (per le porzioni della copertura con tetto a falda), ed in parte con pannelli in X-LAM (per le porzioni piane).

2 RELAZIONE SUI MATERIALI

Fare riferimento allo specifico elaborato.

3 RELAZIONE DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate sarà eseguito secondo i criteri dettati dalla Normativa Tecnica sulle Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018.

In particolare saranno verificati i requisiti di sicurezza sia nei confronti della stabilità allo stato limite ultimo SLU (SLV) sia nei confronti del danno SLE (SLD) considerando tutte le varie azioni caratteristiche

agenti, combinate fra loro secondo i criteri degli stati limite, nonché le verifiche agli SLO in relazione alla classe d'uso adottata

Le elaborazioni di calcolo saranno eseguite con algoritmi che utilizzano solutori agli elementi finiti che in particolare sono di seguito descritte:

3.1 ALGORITMO DI CALCOLO

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale.

Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli:

1. un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore;
2. il solutore agli elementi finiti;
3. un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

3.1.1 CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita.

I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo coincidente con il baricentro delle masse.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive.

L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio.

Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

1. travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione;
2. le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
3. le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
4. le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale; in alternativa possono essere schematizzate attraverso un elemento finito parzialmente o non reagente alla trazione;
5. I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale.
6. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.
7. i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;
8. le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale;
9. La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio;
10. I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali;

11. Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche;
12. E' prevista la gestione automatica di elementi non strutturali che assumono funzioni strutturali a seguito del sisma (tamponamenti riquadrati da telai schematizzati con puntoni diagonali equivalenti);
13. Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale controllando, in accordo alle varie normative adottate, la percentuale delle masse eccitate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano;

3.1.2 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione.

I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione.

Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi.

Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8.

I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro.

Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza.

In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile.

Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

A seguito di analisi inelastiche eseguite vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

3.1.3 ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

Il dimensionamento delle strutture metalliche e la conseguente verifica delle sezioni sono condotte col metodo agli stati limite, secondo Eurocodice 2, secondo ACI 318 o secondo NSR-98.

Il calcolo delle sollecitazioni, sarà eseguito mediante elaborazioni elettroniche che utilizzano solutori tridimensionali agli elementi finiti.

Terminata la fase di calcolo delle azioni interne, il programma esegue l'involuppo delle sollecitazioni flessionali e taglianti su ogni trave del telaio.

Assunte tali sollecitazioni come di progetto, per ogni trave sono quindi verificate alla flessione semplice le sezioni a filo dei pilastri di sinistra e destra, nonché la sezione in campata in cui il momento flettente assume il valore massimo. la distribuzione delle staffe è progettata in modo da coprire l'involuppo della forza di scorrimento, ottenuta anch'essa come involuppo di tutte le combinazioni di carico.

I pilastri sono verificati a presso - flessione secondo il seguente procedimento iterativo:

- la sezione è inizialmente armata con i valori minimi previsti dalla normativa ovvero il massimo tra lo 0.8% della sezione di conglomerato strettamente necessaria al solo carico assiale e lo 0.3% della sezione effettiva;
- se tale armatura non fosse sufficiente, il programma la incrementa fino alla verifica delle tensioni entro i valori minimi.

Le strutture piane , sono modellate mediante elementi *mesh* individuati dai nodi posti ai quattro vertici. Le verifiche sono condotte per punti; in ogni nodo di elemento *shell* individuato nel modello i solutori restituiscono, per ogni condizione di carico e per ogni elemento *shell* che vi converge la terna M11, M22 e M12. Il programma combina i valori massimi e minimi nelle combinazioni di carico richieste proponendo i momenti flettenti nelle direzioni di armatura.

Gli elementi strutturali, non compresi nel programma di calcolo, saranno risolti come travi isolate, secondo le teorie della scienza e tecnica delle costruzioni.

Sarà eseguito il calcolo della struttura completa, e saranno verificate le sezioni esistenti in funzione delle sollecitazioni aggiunte.

3.1.4 ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

Si riportano di seguito in dettaglio le relazioni adottate per eseguire la verifica degli elementi in legno:

E' noto che la durata del carico e l'umidità di servizio dell'ambiente nel quale si deve realizzare la struttura di legno, influenzano le capacità di resistenza del legno stesso.

Per tale motivo le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II.

Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali.

In funzione della classi di servizio si definisce un valore correttivo K_{mod} (prospetto 3.1 di EC5, tabella 4.4.IV del D.M. 17-01-18) quindi i valori di progetto sono dati da

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

con γ_M = coefficiente parziale di sicurezza Tab. 4.4.III

In concomitanza di azione a diversa durata si fa riferimento a quella di durata minore.

Le verifiche vengono condotte suddividendole nei seguenti casi:

VERIFICA PER TRAZIONE PARALLELA

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

VERIFICA PER COMPRESSIONE PARALLELA

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tab. 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB LA, HB HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		MBHLA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBHLA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF LA, MDF HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF HLS	2	-	-	-	0,45

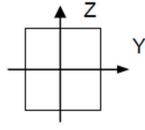
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.
(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

FLESSIONE DEVIATA

$$K_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$



$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

con $K_m = 0.7$ per sez. rettangolare e 1 per le altre

TENSOFLESSIONE DEVIATA

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

con $K_m = 0.7$ per sez. rettangolare e 1 per le altre

PRESSOFLESSIONE DEVIATA

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

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

con $K_m = 0.7$ per sez. rettangolare e 1 per le altre

TAGLIO

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b \cdot h_e} \leq K_v \cdot f_{v,d}$$

con $K_v=1$

Nel caso di presenza simultanea del taglio lungo le due direzioni viene valutata la tau complessiva con la relazione

$$\tau_{tot} = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$$

INSTABILITÀ DI COLONNE

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

se $\lambda_{rel,z}$ e $\lambda_{rel,y}$ sono ≤ 0.3 si fa una normale verifica a pressoflessione, altrimenti la verifica si esegue (la lettera y corrisponde a inflessione attorno a y, analogamente attorno a z) imponendo:

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

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

con:

$$K_{c,y} = \frac{1}{K_y + \sqrt{K_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \text{analogamente per } K_{c,z}$$

$$K_y = 0.5 \cdot (1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad \text{analogamente per } K_z$$

ove:

$\beta = 0.2$ per legno massiccio

$\beta = 0.1$ per legno lamellare

Le due disequazioni soprantanti sono conformi all' Eurocodice 5.

VERIFICA DELLA FRECCIA

In Eurocodice n.5 o DM 17-01-18 la verifica della freccia segue i criteri descritti nel seguito.

Il programma effettua la verifica della freccia elastica nella famiglia di combinazioni rara. In questo caso il valore della freccia viene fornito direttamente dal solutore in base alle effettive combinazioni dichiarate in input.

Il calcolo della freccia a lungo termine viene effettuato in famiglia di combinazioni quasi permanente applicando il metodo semplificato come proposto dall'Eurocodice 5 punto 2.2.3 (5).

Prendendo come riferimento la iesima combinazione di carico in Sismicad, il programma considera le sole condizioni elementari con coefficiente combinatorio non nullo.

Le condizioni elementari così determinate vengono ricombinate considerandole una alla volta come condizione principale e applicando la seguente relazione:

$$u_{fin} = u_{inst,i} G \cdot (1 + K_{def}) + u_{inst,i} Q_{1,i} \cdot (1 + \psi_{2,1} K_{def}) + \sum (u_{inst,i} Q_{i,i} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} K_{def})) \quad \text{con } i < > 1$$

Nella formula appena indicata Q1 rappresenta la condizione presa come principale e che verrà indicata nella relazione di calcolo.

3.1.5 VERIFICA DELLE PARETI IN LEGNO A DIAFRAMMA

Si esegue le verifiche agli stati limite, secondo:

- Eurocodice 5;
- DM 17-01-18 Norme tecniche per le costruzioni.

Le verifiche sono condotte distintamente per montanti, traversi e chiodatura dei pannelli.

Si sottolinea come i carichi verticali sono sopportati unicamente dai montanti, senza alcun contributo da parte delle pannellature.

Il materiale adottato per gli elementi del telaio è unico e pari a quello specificato nella geometria standard, ovvero è caratteristico di ciascun elemento se è stata adottata una geometria personalizzata.

Per le modalità di verifica degli elementi del telaio

si può fare riferimento a quanto già descritto nel paragrafo precedente relativo alle verifiche delle aste in legno.

In particolare i montanti vengono verificati a taglio, torsione e pressoflessione instabile considerando la possibilità di sbandamento solo fuori piano con coefficiente β pari a 1.

I traversi sono verificati a pressoflessione, taglio, torsione. Quello superiore e quello inferiore sono verificati anche a compressione ortogonale alle fibre per l'azione esercitata dai montanti.

Le sezioni di verifica sono scelte dal programma in base alla discretizzazione in aste dell'elemento di telaio.

Per ciascuna asta del modello matematico sono individuate tre sezioni: iniziale, mediana e finale.

Si riportano stralci di un esempio di verifica di un montante NTC18; si noti come la verifica a pressoflessione instabile è eseguita secondo EC5 formula (6.23), non essendo espressamente trattata da NTC18.

La capacità portante di una parete è determinata secondo quanto previsto nei §9.2.4.2 EC5 "Analisi semplificata di pareti a diaframma – Metodo A". In NTC08 non è trattata espressamente tale tipologia costruttiva.

Concettualmente la capacità portante di piastra di una parete è data dalla sommatoria della capacità portante di ciascun pannello. Il pannello può essere costituito da uno o due fogli. La capacità portante del singolo pannello è data dal contributo del foglio di sinistra e di quello di destra.

La capacità portante di un foglio è funzione della sua geometria, della capacità portante del singolo connettore, F_f, R_d . e dell'interasse dei connettori.

La capacità portante di un singolo connettore è valutata secondo EC5 8.2.2 (8.6).

I pannelli che contengono aperture di porte o finestre vengono inseriti nel modello ma il loro contributo nella valutazione della resistenza complessiva della parete viene ignorato.

Montante 1 (M1)											
Materiale	Sezione	B	H	Classe ser.	Kh	Kshape	Beta	lrel	ko		
Massiccio, cl.3	R 15x8	15	8	1	1		1	1,958	0,23		
Verifiche delle sezioni											
Sezioni non sollecitate a torsione.											
Sollecitazioni nelle sezioni di verifica											
Quota	Combinazione	N		Tx	Ty	Mx	My	My	My	My	My
76.9	SLV 10	131	1	-80	-6187	-46	0				
76.9	SLV 9	131	1	-80	-6187	-46	0				
76.9	SLV 11	131	1	80	6187	-46	0				
76.9	SLV 12	131	1	80	6187	-46	0				
76.9	SLV 3	-940	-3	0	0	263	0				
38.5	SLV 10	129	1	-80	-3093	-23	0				
0.1	SLV 9	127	1	-80	0	0	0				
0.1	SLV 10	127	1	-80	0	0	0				
38.5	SLV 9	129	1	-80	-3093	-23	0				
Verifica a pressoflessione instabile											
Quota	Combinazione	Durata	Rmod	GammaM	sigma0d	sigmamx	sigmayy	f0d	fmd	formula	valore
76.9	SLV 10	Ist.	1	1.5	1.1	38.7	0.2	53.3	93.3	(4.4.6)	0.44
76.9	SLV 9	Ist.	1	1.5	1.1	38.7	0.2	53.3	93.3	(4.4.6)	0.44
76.9	SLV 11	Ist.	1	1.5	1.1	38.7	0.2	53.3	93.3	(4.4.6)	0.44
76.9	SLV 12	Ist.	1	1.5	1.1	38.7	0.2	53.3	93.3	(4.4.6)	0.44
76.9	SLV 3	Med.	0.8	1.5	7.8	0	0.9	85.3	74.7	(EC5 6.23)	0.4
Verifica a taglio											
Quota	Combinazione	Durata	Rmod	GammaM	f0d	taud	Formula	Valore			
76.9	SLV 9	Ist.	1	1.5	11.3	1	(4.4.8)	0.09			
38.5	SLV 10	Ist.	1	1.5	11.3	1	(4.4.8)	0.09			
0.1	SLV 9	Ist.	1	1.5	11.3	1	(4.4.8)	0.09			
0.1	SLV 10	Ist.	1	1.5	11.3	1	(4.4.8)	0.09			
38.5	SLV 9	Ist.	1	1.5	11.3	1	(4.4.8)	0.09			
Sezioni non sollecitate a torsione.											

La relazione riporta distintamente una prima tabella riepilogativa delle resistenze di ciascuna pannellatura e una seconda tabella contenente la verifica vera e propria nei confronti dell'azione in ciascuna combinazione.

L'azione F_v, E_d , taglio agente, viene determinata integrando le sollecitazioni al piede della parete negli elementi finiti guscio e asta che modellano rispettivamente le pannellature ed i montanti.

Nelle pareti portanti in legno delle "PLATFORM FRAME", i pannelli OSB/3 posti sia all'interno che all'esterno dell'intelaiatura in legno, hanno la funzione di controvento delle pareti stesse, e l'intero sistema è definito dall' EC5 "PARETE A DIAFRAMMA" (si rimanda al § 9.2.4 dell'EC5).

Di fatto su tali controventi agiscono delle sollecitazioni d taglianti al bordo, per le quali dovrà essere verificata la seguente:

$$F_{v,ED} \leq F_{v,Rd}$$

Al fine di determinare l'azione massima di taglio resistente, l'EC5 individua due metodi semplificati, **Metodo A** §9.2.4.2 e Metodo B § 9.2.4.3; nel presente caso è adottato il Metodo A.

Per i collegamenti con chiodi si considerano le seguenti:

- | | |
|--------------------------------|-----------------|
| ✓ Filo metallico tondo | \emptyset |
| ✓ Lunghezza Chiodo | L |
| ✓ Carico di rottura a trazione | f_u |
| ✓ Interasse | i |
| ✓ Posa senza preforatura | |
| ✓ Distanza dal bordo | $> 7 \emptyset$ |
| ✓ Spessore pannello OSB/3 | t_1 |
| ✓ Penetrazione del chiodo | t_2 |

La Resistenza caratteristica di rifollamento del singolo chiodo nel sistema pannello-legno ed espressa in N/mm^2 , è stimata come segue (EC5 §8.3.1.3):

$$f_{h,k} = 65 \cdot d^{-0.7} \cdot t^{0.1}$$

dove: d = diametro del chiodo in mm
 t = spessore del pannello in mm

La capacità portante laterale del singolo mezzo d'unione risulta pertanto la seguente (vedi nota 5 § 9.2.4.2):

$$F_{t,Rd} = 1.2 \cdot (f_{h,k} \cdot t_1 \cdot \Phi)$$

Per i collegamenti con cambrette, la resistenza a rifollamento della singola connessione è valutata adottando le precisazioni di cui al § 8.4.

Considerando il §9.2.4 dell' EC5 si desume la resistenza del singolo pannello come segue:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{S}$$

dove: $F_{f,Rd}$ = capacità portante laterale del singolo mezzo d'unione;

b_i = larghezza del pannello

S = spaziatura dei mezzi d'unione

$$c_i = \begin{cases} 1 & \xrightarrow{\text{per}} b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \xrightarrow{\text{per}} b_i \leq b_0 \end{cases}$$

con $b_0 = h/2$ ove h = altezza parete.

La resistenza a taglio dell'intero pannello sarà data dalla seguente:

$$F_{v,Rd} = \sum_{i=1}^n F_{i,v,Rd}$$

3.2 INDIVIDUAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

- **Schematizzazione della struttura e dei vincoli:**

Il complesso strutturale, è schematizzato con aste vincolate in modo opportuno sui nodi di confluenza, nei quali, sono imposte le equazioni di congruenza. Le parti strutturali bidimensionali, sono suddivise in elementi mesh ed il calcolo delle sollecitazioni agenti su di una determinata sezione viene effettuato considerando i nodi degli elementi shell interessati e vengono riferite al baricentro della sezione stessa.

- **Modellazione della struttura e dei vincoli:**

Il complesso spaziale è ricondotto ad un insieme di elementi di controvento piani con resistenza nulla al di fuori del proprio piano collegati tra loro da impalcati infinitamente rigidi nel proprio piano; i vincoli tra le aste (travi, pilastri) sono tutti d'incastro perfetto; si considera l'interazione terreno-struttura.

- **Modellazione delle azioni**

Sia il p.proprio dei materiali sia i sovraccarichi accidentali si suppongono distribuiti uniformemente sulle varie parti della struttura ed è sempre verificata l'ipotesi di perfetta trasmissione di detti carichi tra le strutture portanti; non sono tenute conto distorsioni di alcun genere (termiche, dovute al ritiro....).

- **Modellazione dei materiali**

Il legame costitutivo dei materiali è di tipo elastico lineare con modulo di Young e tensione massima dipendente dalla classe del calcestruzzo.

- **Analisi strutturale**

Il metodo di calcolo utilizzato è quello agli elementi finiti; in particolare le travi ed i pilastri dei telai sono schematizzati con l'elemento finito asta a 6 gradi di libertà (nodi a 3 gradi di libertà), mentre i setti sono modellati come elementi mesh nei quali sono espresse le equazioni di congruenza al contorno.

3.3 ANALISI SISMICA

L'analisi sismica eseguita per le elaborazioni di calcolo che seguono, adotta la classificazione sismica nazionale dettata dalle N.T.C. di cui al D.M. 17/01/2018.

In particolare per il caso specifico, così come descritto nella Relazione Tecnica Illustrativa, sono individuate due tipologie costruttive rispettivamente per l'edificio principale e per le opere provvisorie da eseguire in fase di cantierizzazione per l'esecuzione degli sbancamenti.

PARAMETRI SISMICI

ADOTTATI PER L'EDIFICIO PRINCIPALE

VITA NOMINALE:

da tab. 2.4.I si assume:

$$V_N \geq 50$$

CLASSE D'USO:

da definizioni di cui al § 2.4.2, prevedendo affollamenti significativi, si assume:

Classe III

PERIODO DI RIFERIMENTO:

Il periodo riferimento per la valutazione dell'azione sismica, è definito come il prodotto fra la Vita Nominale dell'opera V_N e il coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

da tab. 2.4.II si assume:

$$V_R = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

TEMPO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA:

In relazione alle curve di pericolosità sismica definite dalle NTC18 ed alle probabilità di eccedenza P_{VR} relative ad ogni stato limite, così come definite alla tab. 3.2.I, si ricavano i seguenti periodi di ritorno per i vari stati limite considerati:

S.L.O.	$T_r = 45$ anni
S.L.D.	$T_r = 75$ anni
S.L.V.	$T_r = 712$ anni
S.L.C.	$T_r = 1462$ anni

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

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.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

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

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

ZONAZIONE SISMICA:

L'edificio è posto alle seguenti coordinate:

Latitudine ED50 44.6124° (44° 36' 45'')

Longitudine ED50 11.2575° (11° 15' 27'')

Altitudine s.l.m. 21.96 mt. s.l.m.

Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari																																		
Vn	Default (50)																																		
Classe d'uso	III																																		
Località:	Bologna, Sala Bolognese Latitudine ED50 44.6124° (44° 36' 45'') Longitudine ED50 11.2575° (11° 15' 27'') Altitudine s.l.m. 21.96 m																																		
Vr	Default (75)																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Stato limite</th> <th>Pvr(%)</th> <th>Tr(anni)</th> <th>Ag/g</th> <th>Fo</th> <th>Tc*(s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLO</td> <td>Default (81)</td> <td>45</td> <td>Default (0,0581)</td> <td>Default (2,508)</td> <td>Default (0,268)</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>Default (63)</td> <td>75</td> <td>Default (0,073)</td> <td>Default (2,477)</td> <td>Default (0,28)</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>Default (10)</td> <td>712</td> <td>Default (0,191)</td> <td>Default (2,497)</td> <td>Default (0,283)</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>Default (5)</td> <td>1462</td> <td>Default (0,2484)</td> <td>Default (2,461)</td> <td>Default (0,291)</td> </tr> </tbody> </table>						Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)	SLO	Default (81)	45	Default (0,0581)	Default (2,508)	Default (0,268)	SLD	Default (63)	75	Default (0,073)	Default (2,477)	Default (0,28)	SLV	Default (10)	712	Default (0,191)	Default (2,497)	Default (0,283)	SLC	Default (5)	1462	Default (0,2484)	Default (2,461)	Default (0,291)
Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)																														
SLO	Default (81)	45	Default (0,0581)	Default (2,508)	Default (0,268)																														
SLD	Default (63)	75	Default (0,073)	Default (2,477)	Default (0,28)																														
SLV	Default (10)	712	Default (0,191)	Default (2,497)	Default (0,283)																														
SLC	Default (5)	1462	Default (0,2484)	Default (2,461)	Default (0,291)																														
Adeguamento edificio esistente																																			
Percentuale di adeguamento (%)					100																														
Parametro percentuale di adeguamento					Tr																														

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO:

Dalla relazione geologica allegata, visti i sondaggi sismici eseguiti e considerando le classificazioni di cui alla tabella 3.2.II, è possibile adottare una categoria del suolo pari a **C**

CATEGORIA TOPOGRAFICA:

Vista la classificazione di cui alla tabella 3.2.IV, si classifica la superficie topografica del sito come **T1**

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

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

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

3.3.1 FATTORE DI COMPORTAMENTO

Si definisce lo spettro di progetto partendo dallo spettro di risposta elastico su suolo rigido a meno del coefficiente di comportamento.

Il fattore di comportamento q_{lim} è un coefficiente che rappresenta la capacità dissipativa delle strutture sismo-resistenti in relazione della duttilità dell'edificio, ovvero alla capacità di deformarsi in campo plastico senza raggiungere il limite di rottura.

Si distinguono due casi limite (vedi § 7.22 NTC18) per i quali le costruzioni sono progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

a) COMPORTAMENTO STRUTTURALE NON DISSIPATIVO

b) COMPORTAMENTO STRUTTURALE DISSIPATIVO

si distinguono due classi di duttilità:

⇒ Classe di Duttilità Alta CD"A" ad elevata capacità dissipativa

⇒ Classe di Duttilità Media CD"B" a media capacità dissipativa

COMPORTAMENTO STRUTTURALE NON DISSIPATIVO

Nel caso di comportamento non dissipativo il fattore di comportamento è definito secondo la relazione [7.3.2] del § 7.3.1, per la quale si pone:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot q_{CD"B"} \leq 1.5$$

dove:

q_{ND} = fattore di comportamento Non Dissipativo

$q_{CD"B"}$ = fattore di comportamento in classe di duttilità "B" stimato secondo la Tab. 7.3.II

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DISSIPATIVO

Il fattore di comportamento secondo le indicazioni delle NTC18 è definito come segue:

$$q_{lim} = q_0 \times K_R$$

dove:

q_0 = è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al §7.9.2.1 e del rapporto α_u / α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

K_R = è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel presente caso si individua il fattore di comportamento di progetto considerando che, come ampiamente specificato nella Relazione tecnica illustrativa, l'edificio sarà realizzato con una struttura a pareti portanti in legno tipo platform frame ovvero a **Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.**

STRUTTURA DI LEGNO

La struttura di legno sarà considerata a comportamento altamente dissipativo (CD''A'') ed in questo caso per le strutture a pareti con diaframmi chiodati si ha:

$$q_0 = 5.0$$

Non essendo inoltre rispettate le condizioni di regolarità in altezza di cui al § 7.2.1 delle NTC18 si pone:

$$K_R = 0.8$$

Il fattore di comportamento è pertanto stimato come segue:

$q_{lim} = q_0 \cdot K_R = 5.0 \cdot 0.8 = 4.0$

3.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO e PROGETTO NTC18

Dalle assunzioni fatte precedentemente, vista la definizione dello spettro di risposta elastico e di progetto ai sensi delle NTC18 di cui al D.M. 17/01/2018 si determina l'azione sismica come segue:

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI
formula (3.2.2)

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

nelle quali:

T = è il periodo proprio di vibrazione;

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

$$S = S_s \cdot S_T$$

con: S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV)

S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

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

mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55$$

dove: ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

F_0 = è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C = è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione:

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

dove: T_C^* è definito al § 3.2

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

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

$$T_B = T_C / 3$$

T_D = è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi

mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

3.4. DESTINAZIONI D'USO – CARICHI E SOVRACCARICHI ACCIDENTALI – COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo sono definiti i carichi nominali e/o caratteristici che sollecitano le strutture portanti, stimati secondo quanto indicato al cap. 3 delle N.T.C. approvate con D.M. 17 gennaio 2018.

Saranno inoltre considerate le valutazioni indicate alla Circolare esplicativa alle NTC18, del Consiglio Superiore dei LL.PP. n.7 del 21/01/2019.

In particolare i pesi propri ed i carichi permanenti non strutturali, saranno stimati adottando i pesi di unità di volume riportati nella tab. 3.1.I, mentre per le azioni variabili (carichi accidentali), saranno assunti i valori descritti alla tab. 3.1.II.

Tutte le azioni agenti sulla struttura ivi comprese le forze sismiche, del vento e della neve se presenti, saranno combinate fra loro secondo quanto riportato al cap. 2.5 delle norme sopracitate.

Si riporta di seguito il dettaglio delle azioni considerate.

3.4.1 DESTINAZIONI D'USO

All'interno dell'edificio da realizzare è prevista un'unica macro area relative ad ambienti ad uso residenziale in assenza di zona di affollamento.

Per le macro aree così individuate sono definite le seguente destinazioni d'uso:

Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. [C]

In riferimento alla Tab. 3.1.II delle NTC18, per le varie destinazioni d'uso degli ambienti, dovranno essere adottati i seguenti sovraccarichi accidentali:

Ambienti suscettibili di affollamento... scuole...	Cat. C1	$q_k = 300 \text{ daN/m}^2$
--	---------	-----------------------------

3.4.2 AZIONE DELLA NEVE

Il carico accidentale prodotto dalla neve, dovrà essere valutato seguendo le indicazioni del §3.4 delle NTC18:

Il carico provocato dalla neve è valutato secondo la seguente espressione:

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

dove:

q_s = carico neve sulla copertura

q_{sk} = valore caratteristico del carico neve al suolo [kN/m²]

secondo il § 3.4.2

μ_i = coefficiente di forma secondo il § 3.4.3

C_E = coefficiente di esposizione secondo il § 3.4.4

C_t = coefficiente termico secondo il § 3.4.5

Carico neve al suolo q_{sk} : (§ 3.4.2)

Per la Zona I – Mediterranea ivi compresa la provincia di Ancona (vedi fig. a lato), il valore caratteristico del carico neve al suolo per altitudini inferiori a 1500 mt. s.l.m.m. è stimato come segue:

$$q_{sk} = 1.50 \text{ KN/m}^2 \quad \text{as} \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.35 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right] \text{ KN/m}^2 \quad \text{as} > 200 \text{ m}$$

Nel presente sito si ha $a_s = 22$ mt s.l.m.m. e pertanto si assume:

$$q_{sk} = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

Coefficiente di forma μ_i (§ 3.4.3)

In relazione all'inclinazione della copertura con l'orizzontale (α espresso in gradi sessagesimali), è assunto il coefficiente di forma secondo le seguenti espressioni (vedi tab. 3.4.II):

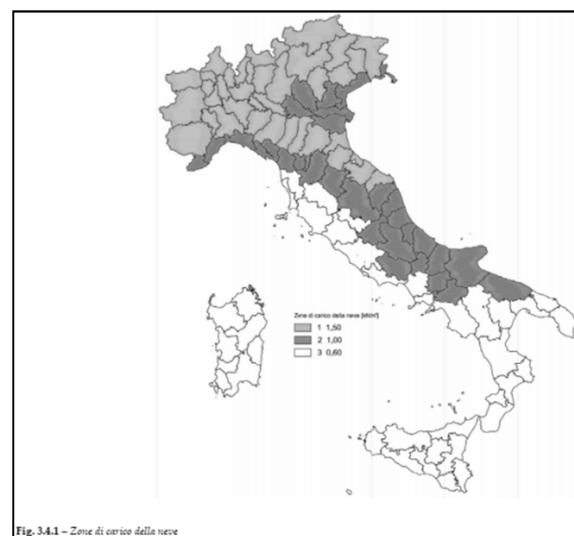
$$\mu_i = 0.8 \quad \text{per } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$\mu_i = 0.8 \cdot \frac{60 - \alpha}{30} \quad \text{per } 30^\circ < \alpha < 60^\circ$$

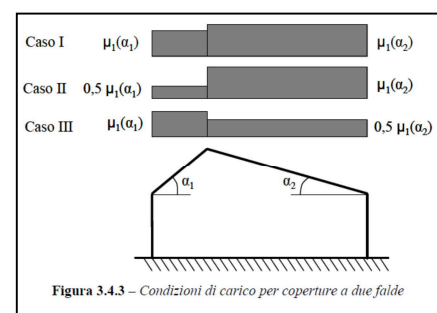
$$\mu_i = 0.0 \quad \text{per } \alpha \geq 60^\circ$$

Il Coefficiente di forma segue le indicazioni di cui al § 3.4.3.2 -3.4.3.3 per coperture a una o due falde secondo il seguente schema:

dove per Caso I = Condizione di neve senza vento



Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma			
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0



Caso II – III Condizione di neve con vento

Nel presente si ha:

Copertura piana con pendenze a doppia falda ; si considera $\alpha_1 = 3^\circ$ e $\alpha_2 = 3^\circ$; pertanto si assume per entrambe le falde:

$$\mu_i = 0.8$$

Coefficiente di esposizione C_E (§ 3.4.4)

Il coefficiente di esposizione dipende dalla topografia circostante; in relazione a quanto riportato in Tab. 3.4.1.

Nel presente caso si assume:

$$C_E = 1.0$$

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

Coefficiente termico C_t (§ 3.4.5)

Considerando trascurabile lo scioglimento della neve per conduzione termica si assume

$$C_t = 1$$

In particolare quindi il carico accidentale prodotto dalla neve è valutato come segue:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.50 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = \mathbf{1.20 \text{ KN/m}^2}$$

3.4.3 AZIONE DEL VENTO

(D.M. 17/01/18 cap. 3 - § 3.3)

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, dell'edificio.

La pressione esercitata dal vento è valutata secondo la seguente espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

q_r = è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e = è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p = è il coefficiente di forma (o aerodinamico di pressione) § 3.3.8;

c_d = è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9;

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO q_r § 3.3.6

La pressione cinetica di riferimento q_r (in N/m²) è data dalla seguente:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

v_r = è la velocità di riferimento del vento (in m/sec) § 3.3.2

ρ = è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 Kg/m³

La velocità di riferimento del vento, è il valore medio su 10 minuti a 10 mt. di altezza dal suolo su terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno TR.

La velocità di riferimento è stimata come segue:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

v_b = velocità base di riferimento di cui al § 3.3.1

c_r = coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto TR

VELOCITA' BASE DI RIFERIMENTO v_b

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

$v_{b,0}$ = velocità base di riferimento (tab. 3.3.I) secondo la mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio Italiano (fig. 3.3.1)

c_a = coefficiente di altitudine definito come segue:

$$c_a = \begin{cases} c_a = 1 & \text{per } a_s \leq a_0 \\ c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0}\right) & \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ mt} \end{cases}$$

con:

$a_0 - k_s =$ parametri di cui alla tab. 3.3.I:

$a_s =$ altitudine del sito

COEFFICIENTE DI RITORNO c_r

In mancanza di dati sperimentali, il coefficiente di ritorno è stimato come segue:

$$c_r = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Si assume:

TR = 50 anni per edifici ordinari se non diversamente specificato, al quale corrisponde $c_r = 1$

TR \geq 5 anni per fasi transitorie di costruzione non superiore a 3 mesi

TR \geq 10 anni per fasi transitorie di costruzione compresi fra 3 e 12 mesi.

Nel presente caso il sito è posto nella Regione Emilia-Romagna ad una altitudine di circa $a_s = 22$ mt. s.l.m.m. e pertanto, in riferimento alla tab. 3.3.I si assume:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/sec}$$

$$a_0 = 750 \text{ m}$$

$$k_s = 0.45$$

coefficiente di altitudine $c_a = 1$

velocità base di riferimento $v_b = 25 \cdot 1.0 = 25 \text{ m/sec}$

velocità di riferimento $v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1 = 25 \text{ m/sec}$

Sostituendo tutti i dati sopra riportati si stima la pressione cinetica di riferimento come segue:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25^2 = \mathbf{390.62 \text{ N/m}^2}$$

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE c_e § 3.3.7

Il coefficiente di esposizione dipende dai seguenti fattori:

z = altezza dal suolo;
topografia del terreno;
categoria di esposizione

in mancanza di dati sperimentali se l'edificio ha un'altezza $z < 200$ mt. vale la seguente espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$
$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

in cui:

$c_t =$ è il coefficiente di topografia posto =1 in assenza di dati sperimentali.

$k_r - z_0 - z_{\min} =$ sono parametri di cui alla Tab.3.3.II delle N.T.C., relativi alla categoria di esposizione del sito assegnata in relazione sia alla zona geografica sia alla classe di rugosità del terreno.

Nel presente caso vista anche la mappa di fig. 3.3.1 si ha:

ZONA	2
Classe di rugosità del terreno	B
Altitudine del sito	$a_s = 22$
Distanza dalla costa	$< 30\text{km}$

Pertanto visto anche la Fig. 3.3.2 si determina la categoria di esposizione del sito pari a "IV", dalla quale si determinano i seguenti coefficienti:

$$\begin{cases} K_r = 0.22 \\ z_0 = 0.3 \\ z_{\min} = 8 \end{cases}$$

Considerando inoltre che l'altezza massima del manufatto è di circa $z = 5.50$ ml, si stima il Coefficiente di esposizione come segue:

per $0 \leq z \leq 8.0$ ml si ha:

$$c_e(8.0) = 0.22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{8.0}{0.30}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{8.0}{0.3}\right)\right] = 1.63$$

COEFFICIENTE DI FORMA O AERODINAMICO DI PRESSIONE c_p § 3.3.8

nota bene:

Per la valutazione del carico vento, si farà riferimento alla Circolare Esplicativa alle NTC18 del C.S.LL.PP. n°7/19:

PRESSIONE ESTERNA PARETI VERTICALI

Il coefficiente aerodinamico globale per le pareti verticali è stimato secondo la Tabella C3.3.I della circolare NTC18.

Nel presente caso si ha:

EDIFICIO SCUOLA

Vento Direzione X (-X)

$b = 24.5 \text{ m}$

$d = 14.6 \text{ m}$

$h = 3.2 \Rightarrow h/d = 0.22 (<1)$

$$c_{pe} - \text{Faccia sopravvento} = 0.7 + 0.1 \cdot \frac{3.2}{14.6} = 0.72$$

$$c_{pe} - \text{Facce laterali} = -0.5 - 0.8 \cdot \frac{3.2}{14.6} = -0.67$$

$$c_{pe} - \text{Faccia sottovento} = -0.3 - 0.2 \cdot \frac{3.2}{14.6} = -0.34$$

Vento Direzione Y (-Y)

$b = 14.5 \text{ m}$

$d = 24.5 \text{ m}$

$h = 5.5 \Rightarrow h/d = 0.22$

$$c_{pe} - \text{Faccia sopravvento} = 0.7 + 0.1 \cdot \frac{5.5}{24.5} = 0.72$$

$$c_{pe} - \text{Facce laterali} = -0.5 - 0.8 \cdot \frac{5.5}{24.5} = -0.67$$

$$c_{pe} - \text{Faccia sottovento} = -0.3 - 0.2 \cdot \frac{5.5}{24.5} = -0.34$$

PRESSIONE ESTERNA COPERTURA ZONA PIANA

Nel presente caso la copertura avendo una pendenza di 1° , può essere considerata di tipo piano, considerando una inclinazione compresa fra -5° e $+5^\circ$; pertanto si considerano i coefficienti aerodinamici di cui al § C3.3.8.1.2:

Il coefficiente aerodinamico globale per le coperture la Tabella C3.3.V (Tab.G.II delle CNR DT207) con riferimento alla fig.C3.3.5 (Fig G.5 delle CNR DT207):

Si adotta $\Rightarrow c_{pe,A} = - 0.8$

PRESSIONE ESTERNA COPERTURA ZONA A FALDA DOPPIA

Nel presente caso la copertura avendo una pendenza di 22° ,

Valori negativi : si adotta $\Rightarrow c_{pe,A} = - 0.5$

Valori positivi : si adotta $\Rightarrow c_{pe,A} = + 0.3$

PRESSIONE DI CALCOLO ESERCITATA DAL VENTO
--

La pressione esercitata dal vento è valutata secondo la seguente espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

PRESSIONE ESTERNA PARETI VERICALI EDIFICIO SCUOLA

VENTO DIREZIONE +X / -X

$$q_{\text{parete sopravento}} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (0.72) \cdot 1 = 458 \text{ N/m}^2$$

$$q_{\text{parete laterali}} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (-0.67) \cdot 1 = -426 \text{ N/m}^2$$

$$q_{\text{parete sottovento}} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (-0.34) \cdot 1 = -216 \text{ N/m}^2$$

VENTO DIREZIONE +Y / -Y

$$q_{\text{parete sopravento}} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (0.72) \cdot 1 = 458 \text{ N/m}^2$$

$$q_{\text{parete laterali}} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (-0.67) \cdot 1 = -426 \text{ N/m}^2$$

$$q_{\text{parete sottovento}} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (-0.34) \cdot 1 = -216 \text{ N/m}^2$$

PRESSIONE ESTERNA COPERTURA PIANA EDIFICIO SCUOLA

Falda con inclinazione $\alpha = 1^\circ$

$$q_- = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (-0.8) \cdot 1 = - \mathbf{509} \text{ N/m}^2$$

PRESSIONE ESTERNA COPERTURA A FALDE EDIFICIO SCUOLA

Falda con inclinazione $\alpha = 22^\circ$

$$q_- = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (-0.5) \cdot 1 = - \mathbf{318} \text{ N/m}^2$$

$$q_+ = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.62 \cdot 1.63 \cdot (+0.3) \cdot 1 = + \mathbf{191} \text{ N/m}^2$$

3.4.4 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Si riporta di seguito le analisi dei carichi verticali agenti sulle strutture, valutando i carichi permanenti strutturali, i permanenti non strutturali e i sovraccarichi accidentali così come dettato dal § 3.1.4 delle NTC18.

Le azioni agenti saranno poi combinate fra loro, per i vari stati limite considerati, come dettato al § 2.5.3 così come maggiormente esplicitato negli elaborati elettronici ripotati negli allegati.

SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO A FALDA**CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1):**

p.p. pannelli in L.L. sp=14 = 30 daN/m²

Totale carichi permanenti strutturali G_1 = **30** daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2):

isolamento = 25 daN/m²

guaina = 5 daN/m²

listelli = 5 daN/m²

manto di copertura = 40 daN/m²

impianto fotovoltaico = 20 daN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali G_2 = **95** daN/m²

CARICHI VARIABILI (Q_k)

Carico Neve = 120 daN/m²

Totale carichi variabili q_k = **120** daN/m²

SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO PIANO**CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1):**

p.p. pannelli in L.L. sp=14 = 30 daN/m²

Totale carichi permanenti strutturali G_1 = **30** daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2):

isolamento = 25 daN/m²

guaina = 5 daN/m²

listelli = 5 daN/m²

manto di copertura = 20 daN/m²

impianti = 100 daN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali G_2 = **155** daN/m²

CARICHI VARIABILI (Q_k)Carico Neve = 120 daN/m²Totale carichi variabili q_k = 120 daN/m²CARICHI VARIABILI (Q_k)Carico Manutenzione = 100 daN/m²Totale carichi variabili q_k = 100 daN/m²

4 CALCOLO E VERIFICA DELLE STRUTTURE IN ESERCIZIO

Per quel che concerne le verifiche in condizioni sismiche, la normativa prevede di indagare i seguenti stati limite:

Stati limite di esercizio:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Stati limite ultimi:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e

rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

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

Nel presente caso si precisa che l'edificio in progetto è stato caratterizzato da una classe d'uso pari IV e pertanto sono state verificate le condizioni di rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite dettati dalle NTC18 al § 7.3.6:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.
^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Le deformate assunte sono contenute al fine di verificare lo S.L.E. così come previsto al § 7.3.6.1 delle NTC18

Si precisa che negli allegati relativi alle elaborazioni di calcolo sono riportate tutte le verifiche degli stati limiti indagati e la maggiore rigidità delle pareti d'elevazione che è servita per soddisfare tale verifica è stata ottenuta semplicemente aumentando il numero delle connessioni oltre quelle strettamente necessarie.

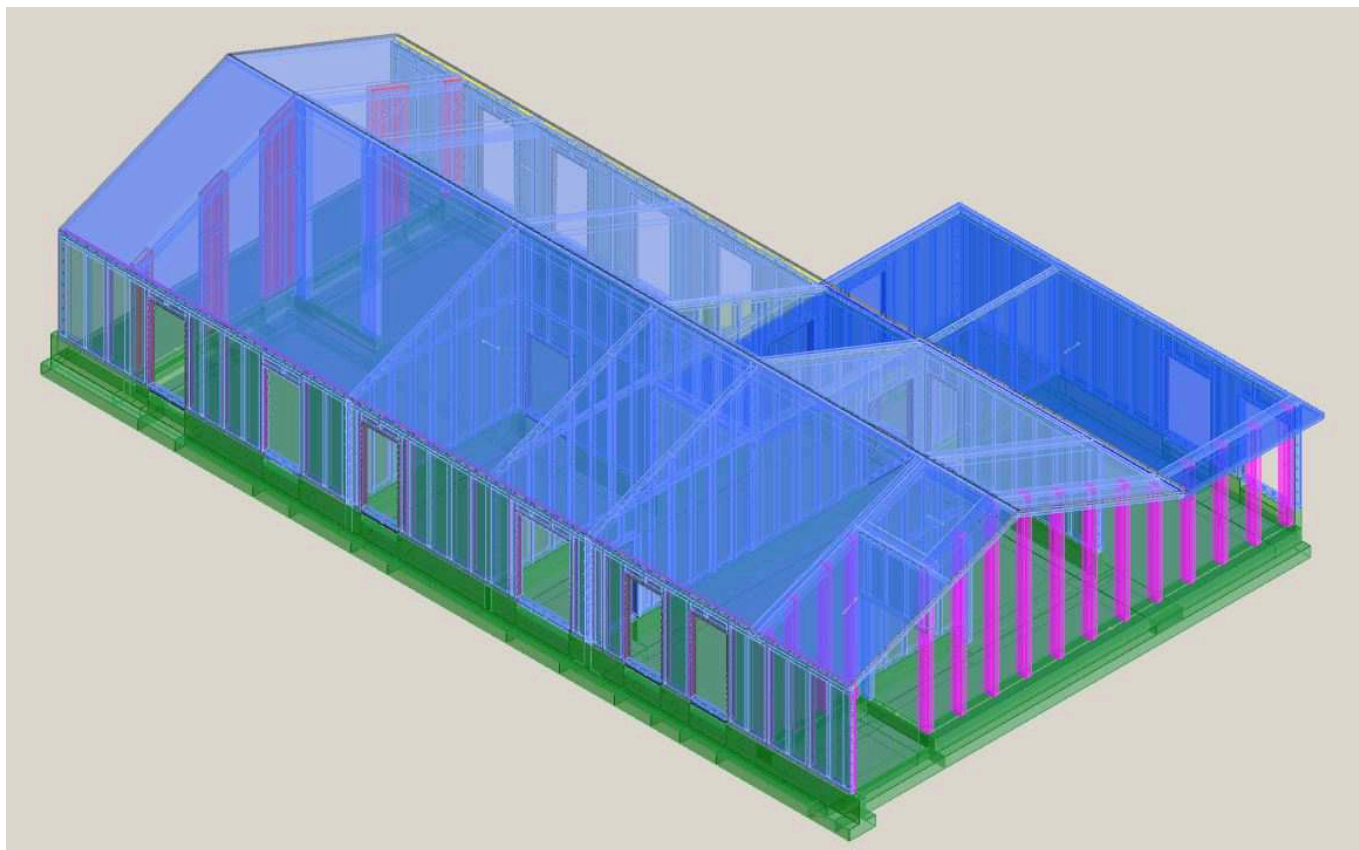
La rigidità delle connessioni è stata definita attraverso la determinazione del modulo di scorrimento k_{ser} così come definito nella sezione 7.1 delle norme UNI EN 1995-1-1 (Eurocodice 5):

Si precisa che negli allegati relativi alle elaborazioni di calcolo sono riportate tutte le verifiche degli stati limiti indagati.

prospetto 7.1 Valori di K_{ser} per mezzi di unione e connettori in N/mm, nelle connessioni legno-legno e pannello a base di legno-legno	
Tipo di mezzo di unione	K_{ser}
Spinotti	$\rho_m^{1.5} d / 23$
Bulloni con o senza gioco ^{a)}	
Viti	
Chiodi (con preforatura)	$\rho_m^{1.5} d^{0.8} / 30$
Chiodi (senza preforatura)	$\rho_m^{1.5} d^{0.8} / 80$
Cambrette	$\rho_m d_c / 2$
Connettori ad anello aperto di tipo A secondo EN 912	
Connettori a tassello di tipo B secondo EN 912	
Connettori a piastra dentata:	
- Connettori dei tipi da C1 a C9 secondo EN 912	$1.5 \rho_m d_c / 4$
- Connettori dei tipi C10 e C11 secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$
a) Si raccomanda che il gioco sia aggiunto separatamente alla deformazione.	

4.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE (agli elementi finiti)

STRUTTURA – INPUT ELEMENTI STRUTTURALI



MODELLO FEM DI CALCOLO

