

Area tecnica - Servizio assetto e gestione del territorio

Intervento di nuova costruzione per sostituzione edilizia di due fabbricati sede dell'istituto secondario superiore "Niccolò Copernico" di Prato

PNRR M4C1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle università - 3.3: Piano di messa in sicurezza e riqualificazione dell'edilizia scolastica

R.U.P. : Rossella Bonciolini



SETTANTA 7
FINING
ARCHITECTURE

PRT_E_STR_001_rev01
DICEMBRE 2021

RELAZIONE TECNICA E SPECIALISTICA DELLE OPERE STRUTTURALI

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI:

SETTANTA7

arch. Daniele Rangone



arch. Elena Rionda



PROGETTAZIONE IMPIANTISTICA

ing. Manuele Petranelli



PROGETTAZIONE STRUTTURALE

ing. Maurizio Follesa



ing. Davide Vassallo



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

REVISIONE N°:



SOMMARIO

| | |
|--|----|
| A03. RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA | 2 |
| Premessa | 2 |
| Criteri alla base della concezione strutturale e descrizione della costruzione | 3 |
| Caratteristiche del sistema costruttivo XLam e descrizione dell'organismo strutturale. | 4 |
| Schematizzazione di calcolo | 5 |
| Verifica dei pannelli XLam | 5 |
| Verifiche a flessione nel piano del pannello..... | 5 |
| Verifiche a taglio nel piano del pannello | 6 |
| Verifiche a flessione ortogonale al piano del pannello | 6 |
| Verifiche a taglio ortogonale al piano del pannello..... | 7 |
| Verifiche di stabilità a pressoflessione | 7 |
| Verifica travi e pilastri in legno | 8 |
| Verifica collegamenti | 8 |
| Gerarchia delle resistenze e fattore di struttura per le strutture XLam..... | 9 |
| Criteri di progettazione degli elementi non strutturali | 10 |
| Normative e documenti di riferimento | 14 |
| Criteri adottati per le misure di sicurezza e metodo di calcolo..... | 15 |
| Criteri seguiti per la schematizzazione della struttura, dei vincoli e delle connessioni e rappresentatività del modello utilizzato | 16 |
| Schematizzazione delle azioni | 16 |
| Legami costitutivi adottati per la modellazione dei materiali..... | 19 |
| Sicurezza al fuoco | 19 |
| Prestazioni attese al collaudo..... | 20 |



A03. RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

PREMESSA

La presente relazione è relativa alla progettazione di un nuovo edificio scolastico a un piano fuori terra a struttura di legno con il sistema XLam e fondazioni in c.a. per la realizzazione della nuova sede dell'Istituto secondario superiore "Niccolò Copernico" di Prato. L'edificio è situato accanto al plesso scolastico esistente, in Via Borgovalsugana a Prato, e viene realizzato in sostituzione di un prefabbricato preesistente costruito negli anni 70 che verrà demolito.

Secondo quanto riportato nella relazione geologica redatta dal Geol. B. Polverosi del Gennaio 2020, la zona oggetto dell'intervento ricade nella classe di pericolosità geologica G2 – media, mentre per gli aspetti sismici è classificata in classe S3 – elevata per possibilità di amplificazioni stratigrafiche, e per gli aspetti idraulici è assegnata la classe I4 – molto elevata, per possibili allagamenti trentennali. Proprio in relazione a questi ultimi aspetti sarà necessario porre il solaio di calpestio del piano terra (posto a quota 60.00 slmm) a quota di sicurezza corrispondente al minimo ai 50 cm del battente bicentenario oltre franco di 30 cm, con quota finale quindi > 60.80 slmm.

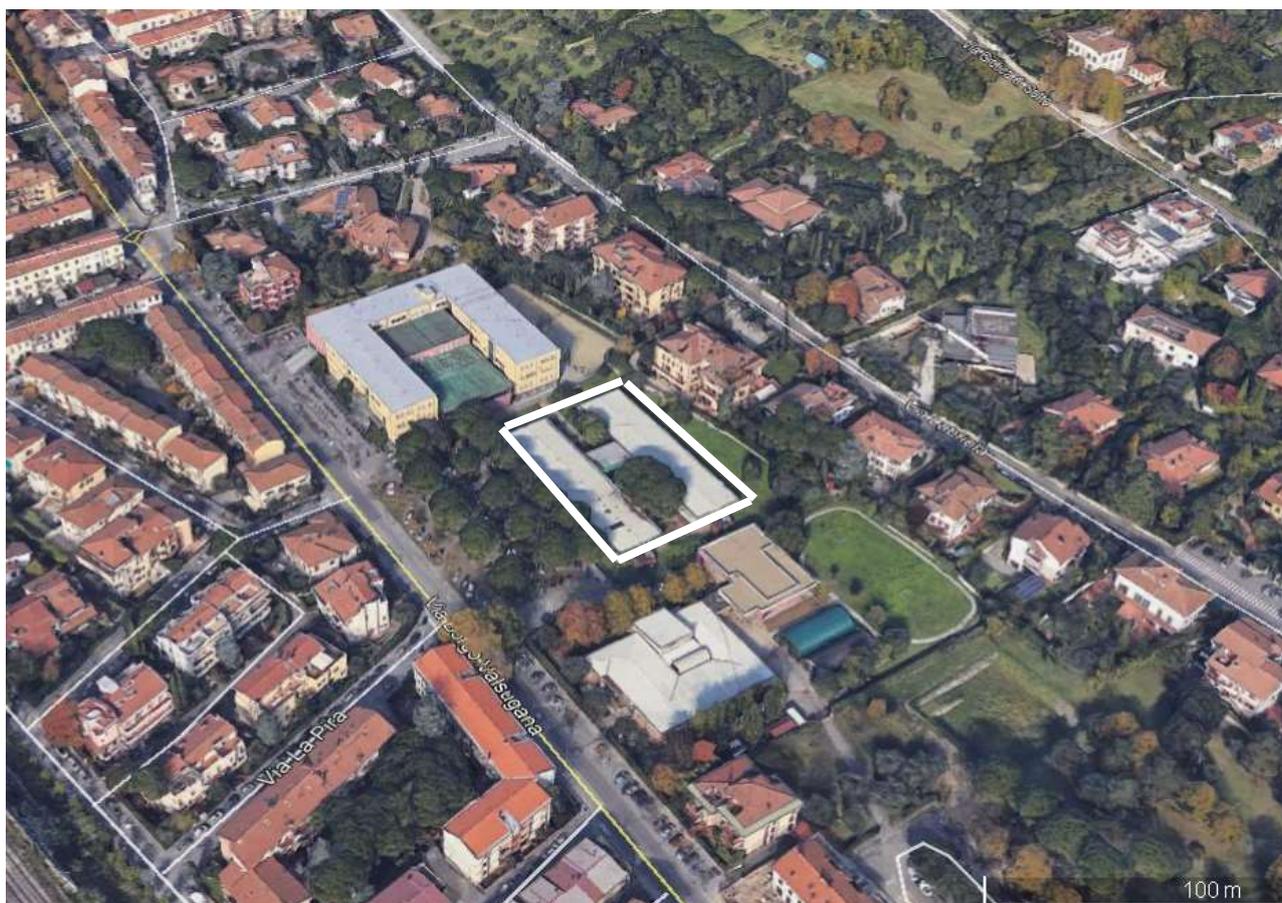


Figura 1. Vista dall'alto dell'area del cantiere di realizzazione del nuovo edificio scolastico.



Le strutture di legno in elevazione del nuovo edificio scolastico sono costituite da:

- pareti portanti in legno a strati incrociati (XLam) a 5 strati di 120 mm di spessore;
- solaio di copertura formato da architravi in legno lamellare ed elementi a cassone di copertura di lunghezza fino a 12,50 m, larghezza cm 240, sezione portante in legno lamellare di abete GL24h base 14 cm e altezza 36 cm oltre elementi di bloccaggio con irrigidimento inferiore in fogli di OSB3 spessore 15 mm e superiore in fogli di OSB3 spessore 22 mm, connesso mediante chiodatura strutturale con chiodi ring, isolamento interno in lana di roccia spessore cm 20, densità 100 Kg/mc;

Le strutture di fondazione sono costituite da:

- platea di fondazione in c.a. di 30 cm di spessore su magrone armato di 20 cm di spessore;
- muretti di fondazione in c.a. di 30 cm di spessore alti 1,05m per raggiungere la quota di imposta del pacchetto del piano terra;
- solaio del piano terra formato da vespaio areato formato da elementi plastici modulari tipo "Rialto" di altezza 1,0m e soletta superiore armata di 5 cm;
- cordolini in cemento armato porta-pareti di sezione 120x300 collegati alle travi sottostanti e sormontati da guaina bituminosa di separazione.

Il progetto viene effettuato sulla base della destinazione d'uso, delle caratteristiche geometriche del sito e delle azioni di progetto nel rispetto della normativa vigente.

CRITERI ALLA BASE DELLA CONCEZIONE STRUTTURALE E DESCRIZIONE DELLA COSTRUZIONE

Le strutture portanti in elevazione saranno realizzate con il sistema XLam, utilizzando pareti formate da pannelli XLam di 120 mm di spessore a 5 strati con estradosso sagomato secondo la forma della copertura. Il solaio di copertura, di forma curvilinea in sezione, verrà realizzato con architravi di legno lamellare ed elementi a cassone di copertura di lunghezza fino a 12,50 m, larghezza cm 240, come sopra descritti. Il locale tecnico è previsto esternamente con struttura portante in acciaio. Infine per colmare il dislivello dovuta alla quota di sicurezza del battente idraulico duecentennale, sono previste tre rampe di accesso e una scalinata esterna realizzate con muretti verticali di 20 e 30 cm di spessore e rampe realizzate con solette armate in c.a. di 20 cm di spessore e gradini sempre in c.a. collegati alla struttura sottostante.

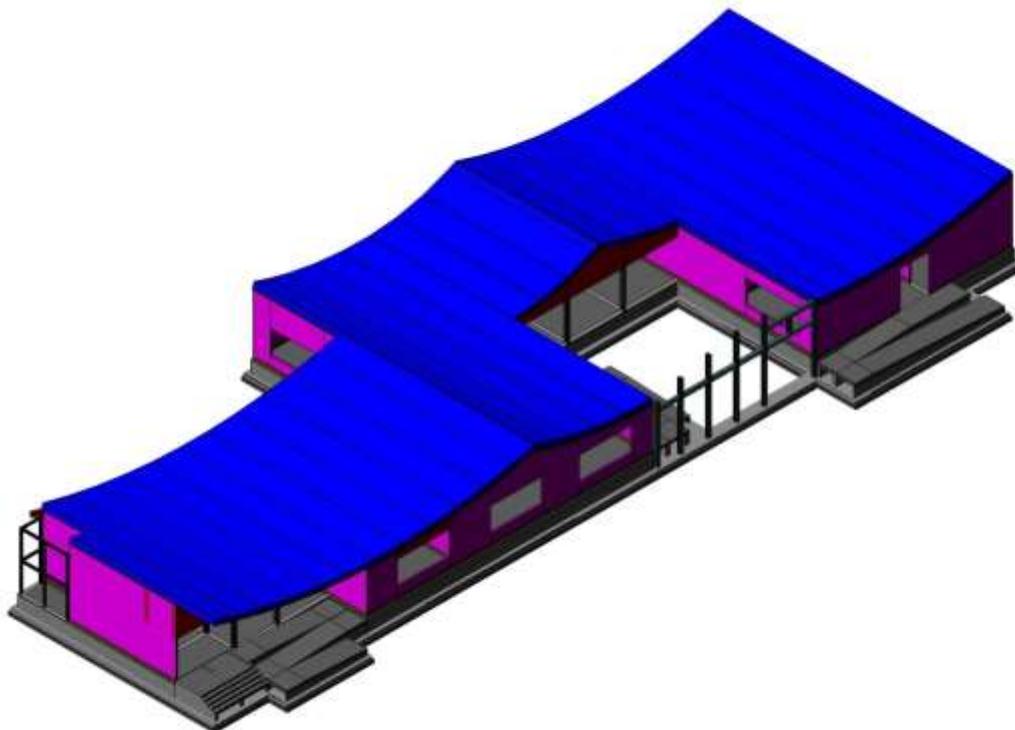


Figura 1. Modello tridimensionale delle strutture fuori terra e delle strutture di fondazione.

Le fondazioni sono realizzate con platea di fondazione in c.a. di 30 cm di spessore su magrone armato di 20 cm di spessore, muretti di fondazione in c.a. di 30 cm di spessore alti 1,05m per raggiungere la quota di imposta del pacchetto del piano terra, solaio del piano terra formato da vespaio areato formato da elementi plastici modulari tipo "Rialto" di altezza 1,0m e soletta superiore armata di 5 cm, cordolini in cemento armato porta-pareti di sezione 120x300 collegati alle travi sottostanti e sormontati da guaina bituminosa di separazione.

L'edificio ha conformazione regolare in pianta e in elevazione.

CARATTERISTICHE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO XLAM E DESCRIZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE.

Un edificio XLam è sostanzialmente una struttura scatolare in cui le pareti e i solai sono formati da diaframmi costituiti da pannelli di legno lamellare incrociato molto rigidi e resistenti collegati fra loro mediante collegamenti meccanici. I pannelli per le pareti e i solai vengono prefabbricati in stabilimento mediante il taglio computerizzato con macchine a controllo numerico e arrivano in cantiere pronti per il montaggio, già dotati di aperture per porte e finestre.



Le pareti, formate o da un unico elemento (per lunghezze fino alle massime trasportabili) o da più pannelli collegati fra loro mediante giunti verticali costituiti da strisce di pannello multistrato e viti auto-foranti o chiodi a rilievi tronco-conici, sono collegate alle strutture di fondazione e ai solai di interpiano mediante piastre angolari di presidio al sollevamento (hold-down) e angolari distribuiti di presidio allo scorrimento. Gli hold-down sono piastre metalliche angolari allungate posizionate in corrispondenza dei limiti estremi delle pareti e in prossimità delle aperture, collegati alle pareti di legno con chiodi a rilievi tronco-conici e alle fondazioni in calcestruzzo con delle barre filettate in acciaio inserite in fori sigillati con malta epossidica o, nel caso di collegamento al solaio di interpiano, con un secondo hold-down posto in corrispondenza al superiore sotto il pannello del solaio e collegato mediante un bullone. Le stesse tipologie di collegamenti meccanici vengono utilizzati per il fissaggio degli angolari metallici. Il collegamento fra pareti ortogonali avviene mediante l'inserimento di viti auto-foranti.

Il solaio è formato da pannelli a strati incrociati di spessore solitamente maggiore di quello delle pareti, ovviamente in funzione delle luci e dei carichi, che poggiano sulle pareti del piano inferiore e su travi di legno lamellare quando previste. Per esigenze di trasporto e montaggio, il solaio è costituito da pannelli di larghezze variabili in funzione del produttore scelto e delle esigenze di trasporto, che vengono poi collegati fra loro mediante giunti orizzontali realizzati con le stesse tecniche utilizzate per la realizzazione dei giunti verticali fra pannelli parete e con le stesse tipologie di elementi di collegamento (viti auto-foranti e chiodi Ring). Il solaio viene collegato alle pareti sottostanti con l'inserimento di viti auto-foranti.

Una volta realizzato il primo solaio il processo costruttivo si ripete: ossia il primo solaio fa da piattaforma per la realizzazione dei piani successivi che vengono realizzati con le stesse modalità del piano sottostante.

La realizzazione della copertura avviene infine mediante l'utilizzo di travi di legno lamellare e pannelli di irrigidimento oppure utilizzando gli stessi pannelli XLam che vengono collegati fra loro con le stesse modalità dei pannelli dei solai interpiano e si collegano alle pareti sottostanti con viti auto-foranti.

SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO

Per la sovrastruttura di legno le sollecitazioni sismiche di taglio e sollevamento su ogni parete sono calcolate mediante una analisi dinamica lineare effettuata con un programma agli elementi finiti come descritto nelle parti successive della relazione. Il calcolo viene effettuato nell'ipotesi di solai di interpiano e piano di copertura infinitamente rigidi e il taglio sismico di piano viene ripartito fra le varie pareti in funzione della loro rigidità.

In fase di predimensionamento sono stati considerati gli effetti torsionali calcolati sommando alla eccentricità effettiva tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidità una eccentricità accidentale calcolata spostando il centro di massa di ogni piano in ogni direzione considerata di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica come previsto dal DM 17/01/18 e dall'Eurocodice 8.

VERIFICA DEI PANNELLI XLAM

Verifiche a flessione nel piano del pannello

Viene semplicemente considerata una sezione resistente costituita dalle sole tavole disposte in senso ortogonale al piano di tensione.



Verifiche a taglio nel piano del pannello

Viene considerato l'approccio suggerito da Bogensperger e altri e dall'Università di Graz [14, 15], considerando il volume rappresentativo dell'elemento e il volume rappresentativo del sotto-elemento. Questo si rende necessario per poter valutare e verificare separatamente i meccanismi di taglio e di torsione che interessano le tavole di legno e gli strati di incollaggio delle tavole.

Il volume rappresentativo è definito dallo spessore equivalente t^* e da una superficie quadrata pari all'incrocio delle tavole. Lo spessore t^* è dato dalla sommatoria degli spessori efficaci t_i^* in corrispondenza dei giunti, ossia le superfici di contatto fra le tavole. Per il primo e l'ultimo giunto, si considera come spessore efficace t_i^* il $\min(2 \cdot t_{est}, t_{int})$ per i giunti interni il $\min(t_i, t_{i-1})$.

Risulta quindi t^* sempre $\leq t_{tot}$.

La tensione tangenziale nominale risulta comunque costante e definita in funzione del taglio unitario come $\tau_0^* = T_u / t^*$.

Meccanismo a taglio

L'effettiva tensione tangenziale per taglio viene valutata come 2 volte la tensione ideale nominale: $\tau_v^* = 2 \cdot \tau_0^*$

Questo perché viene ipotizzata una distribuzione costante, contrariamente ad una distribuzione quadratica. Le ipotesi della teoria di trave (deformazione a taglio libera sul confine) non sono infatti soddisfatte per l'interferenza data dalla struttura chiusa della piastra XLam.

Meccanismo a torsione

La tensione tangenziale per torsione della singola interfaccia può poi essere valutata assumendo una larghezza a delle tavole, attraverso il calcolo del Momento torsionale e del modulo di resistenza polare, e risulta essere pari a:

$$\tau_T^* = 3 \cdot \tau_0^* \cdot t_i^* / a$$

Verifiche a flessione ortogonale al piano del pannello

Gli studi in corso sui pannelli XLam prevedono numerosi metodi analitici di verifica per le sollecitazioni ortogonali al pannello: metodo Gamma modificato (teoria di Mohler), Teoria dei compositi (k Method), Analogia del Taglio (Kreuzinger), Teoria di Timošenko, ecc.



Figura 2. Schematizzazione di un pannello XLAM con indicazione degli spessori di riferimento per il calcolo dei moduli elastici equivalenti secondo il K Method.

Per semplicità e comunque sempre dal lato della sicurezza è stato per ora adottato il cosiddetto K Method [14], che in pratica prevede l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, ma trascurando il contributo delle tavole con fibratura parallela al piano di flessione.

In quest'ottica può essere calcolato un momento d'inerzia efficace

$$J_{eff} = \sum J_i + \sum [A_i \cdot y_i^2]$$

ed una area efficace

$$A_{eff} = \sum A_i$$

In cui gli indici variano solo sulle tavole con fibratura ortogonale al piano e da cui poi discende lo stato tensionale. Le altre tavole sono trascurate e risultano scariche.

Verifiche a taglio ortogonale al piano del pannello

In accordo al metodo assunto per le verifiche flessionali, vengono effettuate con un metodo che è praticamente il metodo di Jourawsky opportunamente modificato, in cui nel calcolo dei momenti statici si trascurano le tavole con orientamento parallelo al piano di tensione. Si ha quindi un andamento della tensione da taglio che resta costante all'interno di tali tavole, cui è comunque demandato il trasferimento delle tensioni da scorrimento.

Risultano quindi necessarie due verifiche: nelle tavole ortogonali al piano dovrà essere verificata la normale resistenza a taglio, mentre in quelle parallele si dovrà fare riferimento alla resistenza a taglio da rotolamento (rolling shear).

Verifiche di stabilità a pressoflessione

Vengono eseguite ai sensi delle NTC e dell'EC5, valutando N_{crit} in accordo con le assunzioni effettuate per il calcolo delle tensioni.

Viene definita una rigidezza equivalente a flessione

$$K_{CLT,05} = \sum [J_i \cdot E_i] + \sum [A_i \cdot y_i^2 \cdot E_i]$$

(estesa a tutte le tavole, ognuna con il relativo modulo elastico caratteristico ($E_{0,05}$ o $E_{90,05}$))

ed una rigidezza equivalente a taglio:



$$S_{CLT,05} = K \cdot \Sigma [A_i \cdot G_i]$$

anch'essa estesa a tutte le tavole, ognuna con il relativo modulo elastico tangenziale caratteristico ($G_{0,05}$ o $G_{90,05}$) ed in cui K è un fattore di correzione rigidità a taglio che può essere valutato analiticamente, ma che per le tipologie di pannelli in normale produzione ha un valore di circa 0.2-0.25 ed è cautelativamente assunto pari a 0.2.

Ciò premesso si ha:

$$n_{cr} = \frac{K_{CLT,05} \cdot \pi^2}{l_k^2 \cdot \left(1 + \frac{K_{CLT,05}}{S_{CLT,05} \cdot l_k^2}\right)}$$

Da cui:

$$k_c = \min \left[\frac{1.0}{1}, \frac{1}{k + \sqrt{k^2 + \lambda_{rel}^2}} \right]$$

$$k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2)$$

$$\beta_c = 0.1$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{A_{net,ef} \cdot f_{c,0,net,ef}}{n_{cr}}}$$

La verifica viene poi effettuata come:

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

In cui le tensioni sono calcolate con riferimento a J_{eff} ed A_{eff} .

Verifica travi e pilastri in legno

Le verifiche sugli elementi trave della copertura sono invece condotte sempre con il metodo degli stati limite secondo schemi statici di travi su due o più appoggi secondo la teoria tecnica delle travi.

Verifica collegamenti

Le verifiche dei collegamenti consistono semplicemente nel confronto fra le sollecitazioni in essi agenti e le resistenze calcolate per collegamenti dissipativi e non dissipativi.

La resistenza è sempre valutata, applicando una gerarchia delle resistenze interna al collegamento come la minima fra quelle che interessano i diversi meccanismi di rottura (piastra o angolare acciaio, chiodatura,



tirafondi, ecc.) nell'ottica di progettare una giunzione duttile con meccanismo di rottura sempre dal lato della connessione chiodata.

Le sollecitazioni sulle giunzioni a taglio vengono valutate semplicemente dividendo la relativa sollecitazione del pannello per il numero di giunzioni (se concentrate) o riportandola a metro lineare (se distribuite). Questo sia per i collegamenti a taglio delle pareti alle fondazioni o ai solai di interpiano, sia per i collegamenti tra pareti ortogonali e sia per il collegamento tra solaio e pareti sottostanti. Per quanto riguarda i collegamenti tra pannelli verticali all'interno della stessa parete, questi vengono dimensionati sulla base del taglio per metro lineare agente sulle singole pareti e per i collegamenti tra pannelli solaio dei diversi impalcati con semplici considerazioni di equilibrio sulla base del valore del taglio di piano.

Le sollecitazioni sulle giunzioni a trazione (hold-down) vengono calcolate con considerazioni di equilibrio sulla base del momento agente nel piano della parete e non vengono verificate quelle compresse.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE E FATTORE DI STRUTTURA PER LE STRUTTURE XLAM

All'interno del quadro normativo esistente sono presenti poche regole da applicare per la progettazione in zona sismica degli edifici in XLam; tuttavia, il sistema è pienamente contemplato tra i sistemi costruttivi ammessi ed è possibile pertanto effettuare una progettazione affidabile e conservativa.

Nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 il sistema costruttivo è classificato in classe di duttilità Media (CD" B") e all'interno della Tab. 7.3.II, vengono dati i valori del fattore di struttura da utilizzare nella progettazione, nello specifico un valore $q_0=2,5$.

Tabella 7.3.II: Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

| Tipologie strutturali | q_0 | |
|---|--------|------------|
| | CD "A" | CD "B" |
| Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni. Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati | 3,0 | 2,0 |
| Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico. | 4,0 | 2,5 |
| Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni. | 5,0 | 3,0 |
| Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni. | - | 2,5 |
| Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti. | - | 2,5 |



| Tipologie strutturali | q ₀ | |
|---|----------------|--------|
| | CD "A" | CD "B" |
| Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali. | - | 1,5 |

Tra le tipologie strutturali citate, la tipologia strutturale corrispondente sarebbe "Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni.", classificata come sistema strutturale a bassa capacità di dissipazione energetica con valore di struttura consigliato in CD"B" q₀=2,5.

Tuttavia, in considerazione del fatto che si tratta di un edificio di un solo piano in zona a non elevata sismicità si decide di progettare per maggiore sicurezza la struttura come non dissipativa, con valore di comportamento q_{ND}= 1,50. La capacità delle membrature e dei collegamenti sarà pertanto valutata in accordo con le regole di cui al §4.4 delle NTC 2018, senza nessun requisito aggiuntivo (§ 7.7.1 delle NTC 2018), facendo riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura (§ 7.7.6 delle NTC 2018).

CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per quanto riguarda le verifiche di funzionamento [FUN] a SLO degli impianti, gli spostamenti massimi determinati dall'analisi sulle strutture riportati nella relazione di calcolo che vengono per brevità riassunti nella tabella seguente:

| Direzione X | | | |
|-------------|--------|--------|----------|
| Piano | Valore | Limite | Verifica |
| Terra | 0.010% | 0.67% | ok |
| Direzione Y | | | |
| Piano | Valore | Limite | Verifica |
| Terra | 0.010% | 0.67% | ok |

Tali spostamenti dovranno essere verificati dal fornitore degli impianti in funzione della loro tipologia in modo da accertarsi che non siano tali da comprometterne la funzionalità.



Per quanto riguarda le verifiche di stabilità [STA], si distingue per tipologia di impianto. Le verifiche qui riportate dovranno essere considerate dalla ditta che fornirà gli impianti per la verifica del sistema di collegamento previsto

Canalizzazioni impianti

Per le canalizzazioni dell'impianto di ventilazione, appese al solaio di copertura, si effettua una verifica del fissaggio sotto l'effetto dell'azione sismica, calcolato secondo la formula del §7.2.3 delle NTC 2018.

Ipotizzando un fissaggio ogni 100 cm, un carico distribuito di 0,50 kN/m, la forza sismica a cui sarà soggetto il collegamento è pari a:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_a)}{q_a}$$

Dove:

$$S_a = a_g \cdot S_x \cdot F_0 \cdot \eta = 0.16341 \cdot g \cdot 1.567 \cdot 2.4098 \cdot 1 = 0.617$$

$$W_a = 0.50 \cdot 1 = 0.50 \text{ kN}$$

$$q_a = 1.0$$

pertanto:

$$F_a = \frac{(0.617 \cdot 0.5)}{1} = 0.308 \text{ kN}$$

Considerato che la canalizzazione sia fissata con due viti HBS 6x80 ogni metro, la resistenza di progetto della vite a taglio e a estrazione sarà pari a:

$$R_{vd} = \frac{R_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2.41 \cdot 0.6}{1.4} = 1.03 \text{ kN}$$

$$F_{ax,d} = \frac{F_{ax,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{3.00 \cdot 0.6}{1.4} = 1.28 \text{ kN}$$

Pertanto la verifica per la sollecitazione combinata in combinazione sismica, ipotizzando che ciascuna vite prenda metà del carico a taglio ed estrazione sarà la seguente:

$$\frac{F_a}{R_{vd}} + \frac{N_d}{F_{ax,d}} = \frac{0.308}{2 \cdot 1.03} + \frac{1.0 \cdot 0.50}{2 \cdot 1.28} = 0.345 < 1 \quad \text{verificato}$$

Controsoffitti

Dal progetto architettonico si evince la presenza dei controsoffitti lungo quasi tutti i locali, fissati sull'intradosso dei pannelli lignei di solaio. Si considera un carico di 0.30 kN/m², compresa la struttura di sostegno di alluminio. Considerando una dimensione dei pannelli di controsoffitto di 50x50 cm, si ipotizza



che ogni guida di fissaggio del controsoffitto sia collegata con una vite HBS 6x80 fissate all'intradosso dei solai. La verifica sarà pertanto la seguente:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_a)}{q_a}$$

Dove:

$$S_a = a_g \cdot S_x \cdot F_0 \cdot \eta = 0.16341 \cdot g \cdot 1.567 \cdot 2.4098 \cdot 1 = 0.617$$

$$W_a = 0.30 \cdot 0.50^2 = 0.075 \text{ kN}$$

$$q_a = 1.0$$

pertanto:

$$F_a = \frac{(0.617 \cdot 0.075)}{1} = 0.046 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto della vite a taglio e a estrazione sarà pari a:

$$R_{vd} = \frac{R_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2.41 \cdot 0.6}{1.4} = 1.03 \text{ kN}$$

$$F_{ax,d} = \frac{F_{ax,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{3.00 \cdot 0.6}{1.4} = 1.28 \text{ kN}$$

Pertanto la verifica per la sollecitazione combinata in combinazione sismica, ipotizzando che ciascuna vite prenda metà del carico a taglio ed estrazione sarà la seguente:

$$\frac{F_a}{R_{vd}} + \frac{N_d}{F_{ax,d}} = \frac{0.046}{1.03} + \frac{1.0 \cdot 0.075}{1.28} = 0.10 < 1 \quad \text{verificato}$$

Contropareti

Sono presenti in tutto l'edificio contropareti interne formate da un doppio pannello di cartongesso tipo F da 15 mm di spessore su guide in acciaio fissate alle pareti. Si ipotizza che tutta la controparete, inclusa la struttura di supporto in acciaio, abbia un peso di 0.50 kN/mq. Ipotizzando che le guide verticali siano fissate con viti HBS 6x80 ogni 50 cm e ipotizzando che sia presente una guida ogni 1,25 m, la verifica sarà la seguente:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_a)}{q_a}$$

dove:

$$S_a = a_g \cdot S_x \cdot F_0 \cdot \eta = 0.16341 \cdot g \cdot 1.567 \cdot 2.4098 \cdot 1 = 0.617$$

$$W_a = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 3.5 = 2.19 \text{ kN}$$



$$q_a=1.0$$

pertanto:

$$F_a = \frac{(0.617 \cdot 2.19)}{1} = 1.35 \text{ kN}$$

Considerando una distribuzione triangolare dell'azione di ribaltamento, il carico di ribaltamento sulla vite maggiormente sollecitata sarà:

$$F_{a,r} = \frac{1.39 \cdot 2 \cdot 0.5}{3.5} = 0.40 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto della vite a taglio e a estrazione sarà pari a:

$$R_{vd} = \frac{R_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2.41 \cdot 0.6}{1.4} = 1.03 \text{ kN}$$

$$F_{ax,d} = \frac{F_{ax,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{3.00 \cdot 0.6}{1.4} = 1.28 \text{ kN}$$

Pertanto la verifica per la sollecitazione combinata in combinazione sismica, ipotizzando 6 viti lungo la guida, sarà la seguente:

$$\frac{F_a}{R_{vd}} + \frac{N_d}{F_{ax,d}} = \frac{1.35}{6 \cdot 1.03} + \frac{1.0 \cdot 0.40}{1.28} = 0.53 < 1 \quad \text{verificato.}$$

Collegamento facciata alla struttura portante

L'edificio è rivestito esternamente con una facciata in profili di alluminio verticali di sezione mm 100x30x3 posti in media ogni 20 cm, collegati tramite una sottostruttura metallica scatolare formata da profili orizzontali di sezione mm 50x50x2 ogni 1,2 m alla struttura in legno delle pareti. Si riporta la verifica del collegamento alla struttura di legno

Si ipotizza che la sottostruttura metallica si colleghi quindi alla struttura di legno per mezzo di una vite ogni 50 cm alla struttura di legno in corrispondenza dei nodi della maglia.

Il carico agente in corrispondenza di ogni vite sarà quindi:

$$T = 1.5 \times 0.5 \times 1.2 \times [(0.03 - 0.025) \times 27 / 0.20] + 1.5 \times 0.5 \times 78.5 \times (0.05^2 - 0.048^2) = 0.52 \text{ kN}$$

Forza di estrazione sulla vite dovuta al ribaltamento del rivestimento rispetto al nodo sottostante $N = 0.52 \times 0.05 / 1.2 = 0.022 \text{ kN}$

Si utilizzano viti tipo HBS Plate 8x120 della Rothoblaas:



VALORI STATICI

VALORI CARATTERISTICI EN 1995:2014

| geometria | | | TAGLIO | | TRAZIONE ^{EN} | |
|------------------------|-----------|-----------|---|---|---------------------------------|-----------------------------|
| | | | acciaio-legno piastra sottile ^{II} | acciaio-legno piastra spessa ^{III} | estrazione fletto ^{IV} | trazione acciaio |
| | | | | | | |
| d _s [mm] | L [mm] | b [mm] | R _{v,k} [kN] | R _{v,k} [kN] | R _{ax,k} [kN] | R _{tens,k} [kN] |
| | 80 | 55 | 4,07 | 5,18 | 5,56 | |
| | 100 | 75 | 4,57 | 5,68 | 7,58 | |
| 8 | 120 | 95 | 5,08 | 6,19 | 9,60 | 20,10 |
| | 140 | 110 | 5,36 | 6,57 | 11,11 | |
| | 160 | 130 | 5,36 | 7,07 | 13,13 | |
| | 100 | 75 | 6,01 | 7,84 | 9,47 | |
| | 120 | 95 | 6,87 | 8,48 | 12,00 | |
| 10 | 140 | 110 | 7,34 | 8,95 | 13,89 | 31,40 |
| | 160 | 130 | 7,74 | 9,58 | 16,42 | |
| | 180 | 150 | 7,74 | 10,21 | 18,94 | |
| | 120 | 90 | 8,18 | 10,16 | 13,64 | |
| | 140 | 110 | 8,94 | 10,92 | 16,67 | |
| 12 | 160 | 120 | 9,32 | 11,30 | 18,18 | 33,90 |
| | 180 | 140 | 9,55 | 12,06 | 21,21 | |
| | 200 | 160 | 9,55 | 12,81 | 24,24 | |

Dalla tabella del produttore, i valori caratteristici rispettivamente a taglio e estrazione risultano:

$R_{v,k}=5.08 \text{ kN}$ da cui la resistenza di progetto risulta: $R_{v,d}=0.8 \times 5.08 / 1.5 = 2.71 \text{ kN} > 0.50 \text{ kN}$ VERIFICATO

$R_{ax,k}=9.60 \text{ kN}$ da cui la resistenza di progetto risulta: $R_{ax,d}=0.8 \times 9.60 / 1.5 = 5.12 \text{ kN} > 0.042 \text{ kN}$ VERIFICATO

NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato redatto in accordo con le seguenti normative e documenti:

1. D.M. II.TT. - 17/01/18 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare 21 Gennaio 2019 n°7 – Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
3. EN 1995-1-1:2009: Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno – Regole generali - Regole generali e regole per gli edifici.
4. EN 1998-1: Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.



INTERVENTO DI NUOVA COSTRUZIONE PER SOSTITUZIONE EDILIZIA DI DUE FABBRICATI SEDE DELL'ISTITUTO SECONDARIO SUPERIORE "NICCOLO' COPERNICO" DI PRATO

Settanta7 Studio Associato (Capogruppo in RTP), dedaLEGNO s.s.t.p., Spring Studio Petranelli Ingegneria S.r.L.

5. UNI EN 14080:2013: Strutture di legno – Legno lamellare incollato e legno massiccio incollato - Requisiti.
6. UNI EN 14081:2011: Strutture di legno - Legno strutturale con sezione rettangolare classificato secondo la resistenza - Parte 1: Requisiti generali
7. UNI EN 338: 2009. Legno strutturale: classi di resistenza.
8. Uibel T., Blaß H.J., "Load Carrying Capacity of Joints with Dowel Type Fasteners in Solid Wood Panels" 39th CIB W18, Firenze 2006, Universität Karlsruhe, Germany.
9. Uibel T., Blaß H.J., "Edge joints with dowel type fasteners in cross laminated timber" 40th CIB W18, Bled, Slovenia 2007, Universität Karlsruhe, Germany.
10. Follesa, M.; Fragiacomò, M.; Casagrande, D.; Tomasi, R.; Piazza, M.; Vassallo, D.; Rossi, S. (2016) "The new version of Chapter 8 of Eurocode 8". CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadaï, M. Pöll, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-903039-00-1.
11. Follesa, M.; Fragiacomò, M.; Casagrande, D.; Tomasi, R.; Piazza, M.; Vassallo, D.; Canetti D.; Rossi, S. "The New Provisions for the Seismic Design of Timber Buildings in Europe". Engineering Structures 168 (2018) 736–747. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.090>
12. Blaß H.J., Fellmoser P. Design of solid wood panels with cross layers. 8th World Conference on Timber Engineering WCTE, Lahti, Finland, p. 543-8, 2004.
13. Bogensperger T., Moosbrugger T., Silly G. Verification of CLT-plates under loads in plane. WCTE 2010, 11th World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda, 2010
14. Alexandra Thiel. ULS and SLS design of CLT and its implementation in the CLT designer. Institute of Timber Engineering and Wood Technology-Graz University of Technology, 2013
15. CNR DT 206/2018 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno".
16. "Linee guida per l'edilizia in legno in Toscana" – AA.VV., Coordinamento Editoriale: Maurizio Follesa e Marco Pio Lauriola, Regione Toscana, 2009
17. Decreto Ministeriale 26 agosto 1992 – "Norme di prevenzione incendi per l'edilizia scolastica"
18. Lettera Circolare del Ministero dell'Interno n. 7949/4122 del 9/05/1989
19. Decreto Ministeriale 7 agosto 2017 – "Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi per le attività scolastiche, ai sensi dell'art. 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139. (17A05836)"

CRITERI ADOTTATI PER LE MISURE DI SICUREZZA E METODO DI CALCOLO

Il calcolo è stato effettuato con il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo le prescrizioni contenute nel DM 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e l'Eurocodice 5 (UNI EN 1995-1) "Progettazione delle strutture di legno".



Il coefficiente di sicurezza sul materiale per le verifiche agli SLU è assunto pari a $\gamma_m=1.50$ per gli elementi di legno massiccio pari a $\gamma_m=1.35$ per gli elementi di legno lamellare e per i pannelli X-Lam e $\gamma_m=1.40$ per le unioni come da Colonna B della Tab. 1 del D.M. II.TT. 17/01/18 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

Le azioni di progetto per i carichi permanenti, i sovraccarichi da neve, vento e sisma e il sovraccarico accidentale sul solaio sono state calcolate dal D.M. II.TT. 17/01/18 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

CRITERI SEGUITI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA, DEI VINCOLI E DELLE CONNESSIONI E RAPPRESENTATIVITÀ DEL MODELLO UTILIZZATO

Per le verifiche globali nei confronti delle azioni orizzontali dell'organismo strutturale nel suo insieme e delle connessioni fra i vari elementi strutturali, la struttura portante dell'edificio è stata schematizzata con diaframmi verticali per le pareti e analizzata mediante un'analisi dinamica lineare. Questi hanno rigidità variabile in funzione della lunghezza di pannello strutturale resistente e sono rigidamente connessi fra loro lungo i bordi verticali di incrocio. Le caratteristiche di sollecitazione nei vari elementi sono state quindi ricavate caso per caso utilizzando schemi statici semplificati.

Le ipotesi di orizzontamento rigido e di collegamento rigido alle pareti sottostanti sono pienamente giustificabili considerando le modalità di realizzazione degli stessi, anche in considerazione dei risultati scientifici di progetti di ricerca sullo studio del comportamento strutturale di questa tipologia di edifici i cui risultati sono citati nei riferimenti normativi e bibliografici.

Il collegamento delle pareti alle strutture in c.a., per quanto riguarda la trasmissione dei momenti flettenti, è schematizzato come cerniera cilindrica, mentre per la trasmissione degli sforzi normali e del taglio, come delle molle la cui rigidità dipende dalle caratteristiche del giunto stesso.

Nelle verifiche locali sugli elementi di legno, gli elementi trave e i pannelli parete sono schematizzati come elementi monodimensionali. In realtà per i pannelli parete il comportamento è più simile a quello di una lastra; le caratteristiche di sollecitazione per elementi bidimensionali variano però sia in funzione delle condizioni di vincolo che delle condizioni di carico e sono di difficile valutazione, anche in considerazione della non omogeneità del materiale. Il metodo proposto pertanto, pur portando a risultati più penalizzanti rispetto all'analisi dell'effettivo comportamento bidimensionale, consente una valutazione sufficientemente attendibile e conservativa dei requisiti strutturali richiesti.

SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni derivanti dal carico neve, vento e sisma vengono schematizzate come carichi statici agenti sull'edificio. Per la definizione delle azioni e le combinazioni utilizzate si rimanda alla relazione di calcolo. Le combinazioni sono effettuate secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite considerando le azioni definite dalle normative citate.

In particolare le combinazioni utilizzate per la struttura nel suo complesso sono le seguenti:



Stati limite ultimi

Combinazione fondamentale
$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_Q \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{k,i})$$

con

$\gamma_{G1} = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{G2} = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_Q = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

dove G_1 e G_2 sono rispettivamente i carichi permanenti strutturali e i carichi permanenti non strutturali e γ_{G1} e γ_{G2} i relativi coefficienti di sicurezza parziali.

Combinazione sismica
$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{k,i})$$

dove E è l'azione sismica calcolata sulla base dei carichi presenti nella stessa combinazione.

Combinazione al fuoco
$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{k,i})$$

Stati limite di esercizio

Combinazioni rare
$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{k,i})$$

Combinazioni frequenti
$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{k,i})$$

Combinazioni quasi permanenti
$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{k,i})$$

Dove i valori dei coefficienti ψ per le azioni di progetto considerate sono i seguenti:

| Categoria/Azione | ψ_{0i} | ψ_{1i} | ψ_{2i} |
|-------------------------|-------------|-------------|-------------|
| Categoria C - Scuole | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria H - Coperture | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |



INTERVENTO DI NUOVA COSTRUZIONE PER SOSTITUZIONE EDILIZIA DI DUE FABBRICATI SEDE DELL'ISTITUTO SECONDARIO SUPERIORE "NICCOLO' COPERNICO" DI PRATO

Settanta7 Studio Associato (Capogruppo in RTP), dedaLEGNO s.s.t.p., Spring Studio Petranelli Ingegneria S.r.L.

| | | | |
|-------------------------------------|-----|-----|-----|
| Neve (a quota \leq 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
|-------------------------------------|-----|-----|-----|



Le verifiche per le strutture di legno vengono effettuate con le seguenti ipotesi:

| Combinazioni | | k _{mod} | | k _{def} | | |
|--|--|--------------------|------|--------------------|-----|---|
| | | Classe di servizio | | Classe di servizio | | |
| | | 1, 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
| SLU Permanente | $1.3 \times G_1 + 1.5 \times G_2$ | 0,6 | 0,5 | - | - | - |
| SLU Breve durata (combinazione con carico neve principale e carico di esercizio) | $1.3 \times G_1 + 1.5 \times G_2 + 1.5 \times Q_N + 1.5 \times \psi_{0i} \times Q_i$ | 0,9 | 0,65 | - | - | - |
| SLU Istantanea (combinazione con vento come principale) | $1.3 \times G_1 + 1.5 \times G_2 + 1.5 \times Q_V + 1.5 \times \psi_{0i} \times Q_i$ | 1,1 | 0,9 | - | - | - |
| SLU Istantanea (combinazione con vento di sollevamento) | $G_1 + G_2 - 1.5 \times Q_V$ | 1,1 | 0,9 | - | - | - |
| SLU Istantanea (combinazione con azione sismica) | $E + G_1 + G_2 + \psi_2 \times Q_k$ | 1,1 | 0,9 | - | - | - |
| SLE deformabilità | $G_1 + G_2 + Q_k$ | - | - | 0,6 | 0,8 | 2 |

LEGAMI COSTITUTIVI ADOTTATI PER LA MODELLAZIONE DEI MATERIALI

Il legame costitutivo per la modellazione del materiale calcestruzzo è di tipo elastico perfettamente plastico fino a rottura. Il diagramma tensione deformazione utilizzato è quello approssimato detto "stress-block".

Il legame costitutivo per la modellazione del materiale legno è di tipo lineare-elastico fino a rottura, ipotesi ampiamente giustificata per gli elementi di legno in dimensione d'uso nelle strutture sia dalle normative che dalla letteratura tecnica esistente a livello nazionale e internazionale. Infine il legame costitutivo per i collegamenti meccanici nelle strutture di legno è di tipo elasto-plastico.

SICUREZZA AL FUOCO

Dal punto di vista della sicurezza antincendio, secondo le indicazioni del progettista antincendio, si considera una resistenza al fuoco delle strutture R=60 minuti con riferimento all'incendio interno.

Per quel che riguarda il solaio di copertura nelle verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno lamellare è stato utilizzato il metodo della sezione efficace secondo quanto indicato nella parte 1-2 dell'Eurocodice 5 considerando l'esposizione al fuoco su 3 lati per le travi.



Per le pareti infine, la protezione al fuoco su uno dei due lati per le pareti interne e sul solo lato interno per le pareti esterne mediante applicazione di una doppia lastra di cartongesso di tipo F da 15 mm applicata su intercapedine di 50 mm riempita con lana di roccia.

La protezione al fuoco delle pareti con doppia lastra di tipo F da 15 mm (primo lato delle pareti interne) è stata calcolata con la formula 3.11 della UNI EN 1995-1-2, considerando il caso che tutte le fughe tra pannelli siano sigillate, riporta:

$$t_{ch}=2,8*(15+0.80*15)-14=61,6 \text{ min}$$

Gli elementi in carpenteria metallica infine dovranno essere protetti mediante prodotti certificati in grado di conferire resistenza al fuoco R60.

PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

Nel caso in cui in fase di collaudo vengano previste delle prove di carico, le deformazioni attese per i singoli componenti strutturali soggetti a prova possono essere derivate dalle verifiche effettuate agli Stati Limite di Esercizio presenti nella relazione di calcolo.

Firmato da:

Rangone Daniele

codice fiscale RRGDNL77M04L219D

num.serie: 109497435882403980802744237610063810262

emesso da: ArubaPEC S.p.A. NG CA 3

valido dal 15/04/2021 al 15/04/2024