



CITTÀ METROPOLITANA DI FIRENZE

PROGETTO DEFINITIVO

Costruzione di un nuovo edificio scolastico presso l'area di Via Raffaello Sanzio ad Empoli
CIG: 7190268CD9

STAZIONE APPALTANTE



CITTA' METROPOLITANA DI FIRENZE
Palazzo Medici Riccardi - Via Cavour, 1
50129 Firenze

STUDI DI PROGETTAZIONE



ATIproject
Via G. B. Picotti 12/14, 56124 Pisa
Tel +39.050.57.84.60
Fax. +39.050.38.69.084
P.IVA 01991420504



SAMA Scavi Archeologici Soc. Coop.
Corso Gasperina 71, 00118 Roma
Cell +39.348.9273467
Fax. +39.06.94.80.04.93
P.IVA 11468301004

STAFF DI PROGETTAZIONE

ARCHITETTONICO: Ing. Arch. Branko Zrnica

STRUTTURALE: Ing. Arch. Branko Zrnica
Ing. Gerardo Masiello

IMPIANTI ELETTRICI: Ing. Luca Serri

IMPIANTI MECCANICI: Ing. Luca Serri

COORDINATORE SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE: Ing. Arch. Branko Zrnica
Ing. Vito Avino

GEOLOGO: Geol. Paola Baronci

COLLABORATORI:

Ing. Arch. Filippo Vallerini
Ing. Gian Luca Grassini
Ing. Luca Lanatà
Ing. Veronica Palla
Ing. Valerio Bagagli
Arch. Mila Splendiani
Ing. Chiara Porroni
Ing. Lucrezia Dosmi
Arch. Ludovico Romboli
Ing. Martina Di Pedè
Ing. Alessandro Pianigiani
Ing. Michele Versace
Ing. Lino Blundo

Ing. Giorgia Cavatorta
Ing. Carmine Lamberti
Per. Ind. Alberto Vestrucci
Ing. Marco Casalini
Ing. Marco Cinotti
Ing. Francesco Del Viva
Ing. Matteo Pierotti
Ing. Marco Mori
Ing. Luca Guidi
Ing. Martina Pellegrino
Ing. Anna Continanza
Ing. Pietro Diamanti
Ing. Laura De Salvo

DATI DI PROGETTO

DATA	N° PROGETTO	NOME PROGETTO
Luglio 2018	829.18	Definitivo Scuola Empoli

REVISIONI

N°	MOTIVAZIONE	DATA
Rev01	Aggiornamento elaborati	24/09/2018

RELAZIONE

Copyright © by ATiProject

OGGETTO:

Relazione tecnica e di calcolo delle strutture - Uffici

STRUT2

Rev01

PRIMA DI INIZIARE I LAVORI TUTTE LE MISURE DEVONO ESSERE CONTROLLATE E VERIFICATE IN CANTIERE. L'APPALTATORE È RESPONSABILE DELLA LORO ESATTEZZA. QUANDO SONO PRESENTI INDICAZIONI RELATIVE A PARTICOLARI DETTAGLI COSTRUTTIVI, QUESTI DEVONO ASSOLUTAMENTE ESSERE PRESI A RIFERIMENTO PER L'ESECUZIONE DELL'OPERA.

GLI ESECUTIVI SONO DA LEGGERSI UNITAMENTE AGLI ESECUTIVI ARCHITETTONICI ED IMPIANTISTICI. MODIFICHE O DISCREPANZE PRESENTI NEGLI ESECUTIVI STRUTTURALI O IMPIANTISTICI DEVONO ESSERE COMUNICATE TEMPESTIVAMENTE AI PROGETTISTI TRAMITE IL DIRETTORE DEI LAVORI. NON È PERMESSA ALCUNA MODIFICA DI QUALUNQUE GENERE SE NON PREVENTIVAMENTE ACCETTATA E CONTROFIRMATA DAI PROGETTISTI CHE RIMANGONO GLI UNICI AVENTI DIRITTO AD APPORTARE MODIFICHE. TUTTI I PRODOTTI DA COSTRUZIONE DEVONO ESSERE PROVVISI DI MARCATURA CE.

SI ELENCAO INOLTRE LE SEGUENTI PRECISAZIONI AL FINE DI POTER INTERPRETARE CORRETTAMENTE TUTTI GLI ELABORATI ESECUTIVI:

- I GIUNTI STRUTTURALI INDICATI RAPPRESENTANO LA DISTANZA MINIMA CHE DEVE ESSERE RISPETTATA TRA DUE ELEMENTI STRUTTURALI (PARETI, PILASTRI, TRAVI, SOLAI);
- È NECESSARIO PORRE ATTENZIONE AI DETTAGLI COSTRUTTIVI, IN MODO PARTICOLARE IN PRESENZA DI NODI TRA ELEMENTI DI MATERIALI DIFFERENTI (LEGNO-ACCIAIO, LEGNO CALCESTRUZZO, ACCIAIO-CALCESTRUZZO);
- PRIMA DI REALIZZARE LE FONDAZIONI È NECESSARIO RILEVARE L'EVENTUALE PRESENZA DI PIASTRE, TACCHI DI RISCONTRO O CONTROPIASTRE DA POSIZIONARE PRIMA DEL GETTO;
- TUTTE LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO RIFERITE AL LIVELLO +0.00 DEL PIANO TERRA FINITO, CORRISPONDENTE ALLA QUOTA DI +25.30 M.S.L.M.; IL PIANO CAMPAGNA MEDIO ATTUALE È POSTO ALLA QUOTA DI +24.43 M.S.L.M.

È vietata la riproduzione del presente elaborato tecnico con qualsiasi mezzo, compreso la fotocopia, qualora non autorizzata da ATiProject.

INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
3.1	STRUTTURE DI FONDAZIONE	9
3.2	GIUNTI DI SEPARAZIONE TRA STRUTTURE CONTIGUE	9
4	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	10
4.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (§ 2.4 NTC).....	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE NUOVE OPERE	12
5.1	CALCESTRUZZO MAGRO PER MAGRONE	12
5.2	CALCESTRUZZO STRUTTURALE	12
5.3	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	12
5.4	STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA	13
5.4.1	Acciaio tipo S275J0	13
5.4.2	Acciaio tipo S355J0	13
5.4.3	Acciaio S280GD+Z	14
5.4.4	Bulloni.....	14
5.4.5	Tirafondi.....	15
5.4.6	Chiodi X-ENP – HILTI per il fissaggio della lamiera grecata.....	15
5.5	MALTE PER INGHISAGGI ATTACCHI DI BASE.....	16
5.6	LEGNO LAMELLARE	18
5.7	LEGNO STRUTTURALE C24 PER PANNELLI X-LAM	18
5.8	OSB	19
5.9	LAMIERA GRECATO	20
5.10	SOLAIO ALVEOLARE	21
6	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	22
6.1	CRITERI DI VERIFICA	22
6.1.1	Generalità	22
6.1.2	Stati limite in assenza di azioni sismiche	23
6.1.2.1	Stati limite ultimi.....	23
6.1.2.2	Stati limite di esercizio	23
6.1.2.3	Stati limite in presenza di azioni sismiche	23
6.1.2.4	Stato limite di prevenzione del collasso (stato limite ultimo SLC).....	23
6.1.2.5	Stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo SLV).....	23
6.1.2.6	Stato limite di danno (stato limite di servizio: SLD).....	24
6.1.2.7	Stato limite di operatività (stato limite di servizio: SLO).....	24
6.1.3	Gerarchia delle resistenze per strutture in legno X-Lam.....	25

6.1.3.1	Gerarchia delle resistenze dei giunti di sommità pareti – solaio (GS) rispetto agli elementi di presidio al ribaltamento	26
6.1.3.2	Gerarchia delle resistenze dei giunti di spigolo parete-parete (GV-sx e GV-dx) rispetto agli elementi di presidio al ribaltamento:	26
6.1.3.3	Gerarchia delle resistenze dei giunti di sommità pareti-solaio (GS) rispetto agli elementi di presidio allo scorrimento:	28
6.1.3.4	Gerarchia delle resistenze dei giunti di spigolo parete-parete (GV-sx e GV-dx) rispetto agli elementi di presidio allo scorrimento:	28
6.2	OBIETTIVI E METODI	29
7	DEFINIZIONE DELLE AZIONI (§ 3 NTC)	30
7.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI (§3.1.2 E §3.1.3 NTC)	30
7.1.1	Peso strutturale	30
7.1.2	Carichi permanenti	30
7.1.2.1	Pacchetti di solaio e impianti a soffitto e in copertura	30
7.1.2.2	Elementi di chiusura verticale (strutturali e non strutturali)	32
7.1.2.3	Protezione incendio	32
7.1.3	Carichi variabili (§3.1.4 NTC)	33
7.1.4	Azione del vento	33
7.1.5	Azione della neve	35
7.1.6	Azione della temperatura	38
7.1.7	Azioni sismiche (§3.2.3 NTC)	38
7.1.7.1	Definizione dello spettro di risposta elastico	39
7.1.7.2	Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio	40
7.1.7.3	Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi	40
7.2	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	41
7.3	COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	42
8	METODI DI ANALISI	45
8.1	ANALISI IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE	45
8.2	ANALISI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE	45
8.2.1	Regolarità strutturale dell'edificio (§7.2.2 NTC)	45
8.2.1.1	Regolarità in pianta	45
8.2.1.2	Regolarità in altezza	45
8.2.2	Fattore di comportamento e classe di duttilità (§7.7.3 NTC)	46
8.2.3	Masse strutturali	47
8.2.4	Effetti torsionali	47
8.2.5	Analisi lineare	48
8.2.6	Analisi dinamica lineare (risposta in frequenza)	48
8.2.7	Non linearità geometriche	48
8.2.8	Risposte alle diverse componenti dell'azione sismica	49
8.2.9	Combinazioni di carico in presenza di azioni sismiche	49
9	MODELLAZIONE NUMERICA	53

9.1	MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO X-LAM.....	53
9.2	CODICI DI CALCOLO	59
9.2.1	Informazioni sull'elaborazione.....	59
9.2.1.1	Software e hardware.....	59
9.2.1.2	Modalità di input e output.....	59
9.2.1.3	Validazione dei codici utilizzati	59
9.2.2	Definizione del modello numerico	59
9.2.2.1	Unità di misura e sistemi di riferimento.....	59
9.2.2.2	Nodi e gradi di libertà.....	59
9.2.2.3	Elementi finiti	60
9.2.2.4	Condizioni di vincolo	60
9.3	SINTESI DEI RISULTATI	61
9.3.1	Analisi in presenza di azioni sismiche.....	61
9.3.1.1	Proprietà dinamiche della struttura	61
9.3.2	Accettazione dei risultati	63
9.3.2.1	Analisi in assenza di azioni sismiche (analisi statica).....	63
9.3.2.2	Analisi in presenza di azioni sismiche	64
9.3.2.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	66
10	VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)	67
10.1	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO	67
10.1.1	Legami costitutivi	67
10.1.1.1	Calcestruzzo	67
10.1.1.2	Acciaio	67
10.1.2	Verifica a pressoflessione di travi e pilastri.....	67
10.1.3	Verifica a taglio di elementi provvisti di armature trasversali	68
10.1.4	Verifica a taglio degli elementi privi di specifica armatura trasversale resistenti a taglio	69
10.1.5	Copriferro elementi a piastra e elementi monodimensionali	70
10.1.6	Risultati delle verifiche	71
10.1.6.1	Verifica a presso-flessione.....	71
10.1.6.2	Verifica a taglio	84
10.1.7	Verifica del solaio alveolare del piano terra	86
10.2	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO	88
10.3	VERIFICA DI PANNELLI PARETE	88
10.3.1	Verifica a trazione nel piano.....	88
10.3.1.1	Trazione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°)	88
10.3.1.2	Trazione nella direzione degli strati trasversali (direzione 90°)	89
10.3.2	Verifica a compressione nel piano	90
10.3.2.1	Compressione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°)	90
10.3.2.2	Compressione nella direzione degli strati trasversali (direzione 90°).....	90
10.3.3	Verifica a flessione fuori piano	91

10.3.3.1	Flessione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°)	91
10.3.3.2	Flessione nella direzione di minima resistenza (direzione 90°)	92
10.3.4	Verifica a flessione nel piano	93
10.3.4.1	Flessione nel piano di massima resistenza (0°)	93
10.3.4.2	Flessione nel piano di minima resistenza (90°)	94
10.3.5	Verifica a taglio trasversale	95
10.3.5.1	Taglio trasversale nella direzione di massima resistenza	95
10.3.5.2	Taglio trasversale nella direzione di minima resistenza	96
10.3.6	Verifica a taglio complanare	97
10.3.6.1	Meccanismo 1: rottura per taglio	98
10.3.6.2	Meccanismo 2: rottura per torsione	98
10.3.7	Azioni combinate	99
10.3.7.1	Flessione e compressione	99
10.3.7.2	Verifiche di stabilità per presso-flessione	99
10.3.7.3	Instabilità per compressione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°)	100
10.3.7.4	Instabilità per compressione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°) per le pareti forate	102
10.3.7.5	Verifica di instabilità per carico concentrato di compressione	102
10.4	RISULTATI DELLE VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ PARETI X-LAM	104
10.5	VERIFICA A CALDO DELLE PARETI XLAM (PROTEZIONE LASTRA SINGOLA TIPO F EN 520)	108
10.5.1	Risultati delle verifiche a caldo delle pareti XLam R60	111
10.6	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – SOLAIO IN LEGNO XLAM	112
10.6.1	Verifiche di resistenza a freddo	112
10.6.1.1	Verifica di resistenza a freddo dei pannelli solaio - aule	112
10.6.2	Verifica di deformabilità dei pannelli solaio XLam	113
10.6.2.1	Verifica di deformabilità dei pannelli solaio	114
10.6.3	Verifiche di vibrazione	114
10.6.3.1	Risultati delle verifiche di vibrazione dei pannelli solaio	115
10.7	VERIFICHE DI RESISTENZA A CALDO DEI PANNELLI SOLAIO IN X-LAM	116
10.7.1	Risultati delle verifiche di resistenza a caldo dei pannelli solaio XLam	118
10.7.1.1	Verifica di resistenza a caldo dei pannelli solaio	118
10.8	VERIFICA A FREDDO TRAVI, COLONNE E SETTI IN LEGNO LAMELLARE	119
10.8.1	Verifica di resistenza	119
10.8.1.1	Trazione parallela alla fibratura (T0)	119
10.8.1.2	Compressione parallela alla fibratura (C0)	119
10.8.1.3	Compressione ortogonale alla fibratura (C90)	119
10.8.1.4	Flessione (My; Mz)	119
10.8.1.5	Taglio (Tz; Ty)	120
10.8.1.6	Torsione (Mz)	121
10.8.1.7	Flessione e trazione assiale combinate (My – T0; Mz – T0)	121
10.8.1.8	Flessione e compressione assiale combinate (My – C0; Mz – C0)	121
10.8.1.9	Flessione in travi a rastremazione semplice (My)	121

10.8.1.10	Risultati delle verifiche – elementi trave	122
10.8.1.11	Risultati delle verifiche – elementi colonna	124
10.8.2	Verifiche di stabilità	125
10.8.2.1	Colonne soggette e compressione e presso-flessione	125
10.8.2.2	Travi soggette e flessione e presso-flessione	125
10.8.2.3	Risultati delle verifiche di stabilità – elementi colonna	127
10.9	VERIFICA A CALDO TRAVI E COLONNE IN LEGNO LAMELLARE (ELEMENTI NON PROTETTI)	127
10.9.1	Risultati delle verifiche di resistenza a caldo delle travi in legno lamellare	128
10.9.2	Risultati delle verifiche di resistenza a caldo delle colonne in legno lamellare	128
10.9.3	Risultati delle verifiche di stabilità a caldo delle colonne in legno lamellare.....	129
10.10	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	129
10.10.1	Risultati delle verifiche di deformabilità delle travi	129
10.11	VERIFICHE STATO LIMITE DI DANNO (SLD)	134
10.12	VERIFICHE STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)	135
10.12.1	Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali....	135
10.13	VERIFICHE DELLA DISTANZA FRA COSTRUZIONI CONTIGUE	136
10.13.1	Aule - uffici	136
10.13.2	Palestra – uffici	137

1 PREMESSA

La presente Relazione Tecnica di Calcolo delle strutture è parte del progetto definitivo delle opere strutturali per la realizzazione del nuovo complesso scolastico, presso l'area di via Raffaello Sanzio, Empoli (FI).

La relazione illustra le ipotesi generali poste alla base del calcolo e precisa la modalità di esecuzione degli elementi strutturali; inoltre, contiene l'analisi dei carichi per cui le strutture sono state dimensionate, descrive le modalità del calcolo, i mezzi informatici utilizzati ed i risultati delle verifiche di resistenza, stabilità e deformabilità. In particolare la presente relazione inerisce il corpo di fabbrica adibito ad uffici.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed in particolare, per la redazione del presente documento.

D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018	"Nuove norme tecniche per le costruzioni";
Circolare N°617 del 2 febbraio 2009	"Nuova circolare delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. infrastrutture 14 gennaio 2008;
CNR 10011-97	"Costruzioni in Acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche	"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Allegato 4 – Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni."
UNI EN 1993-1-1:2005 – Eurocodice 3	"Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 1-1:Regole generali – e regole per gli edifici."
UNI EN 1993-1-2:2005 – Eurocodice 3	"Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio."
UNI EN 1993-1-8:2005 – Eurocodice 3	"Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti."
UNI EN 1995-1-1:2009 – Eurocodice 5	"Progettazione delle strutture in Legno, Parte 1-1:Regole generali – regole comuni e regole per gli edifici."
UNI EN 1995-1-2:2005 – Eurocodice 5	"Progettazione delle strutture in Legno, Parte 1-2:Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio."

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il nuovo complesso scolastico è costituito da quattro corpi di fabbrica giuntati sismicamente tra di loro: blocco aule, blocco uffici, palestra+servizi, struttura con funzione di connettivo.

I blocchi aule, uffici, palestra + servizi hanno struttura portante costituita da pareti X-Lam e pilastri in legno lamellare. Gli impalcati sono costituiti da travi in legno lamellare di varie sezioni. Il sistema di fondazione è a travi in c.a. di sezione a T rovescia.

Blocco aule

Il corpo aule è formato da due piani fuori terra, con un'impronta in pianta inscritta in un rettangolo di dimensioni 18,45x70,64 m.

La struttura è costituita da pareti in X-Lam di spessore 120 mm (stratificato 30/20/20/20/30), 140 mm (stratificato 30/30/20/30/30) e 160 mm (stratificato 40/20/40/20/40), colonne in legno lamellare di classe GL28h e sezione 20x64, 24x36 e 24x24 cm. L'impalcato è formato da travi in legno lamellare classe GL28h di diverse sezioni (la sezione delle travi secondarie delle aule è 20x56 e 22x56 al primo piano e 18x40 in copertura, mentre le travi secondarie del corridoio 20x28 e 18x18 rispettivamente al primo piano e in copertura). Il solaio del primo impalcato è in X-Lam di sezione 110 mm (stratificato 20/20/30/20/20) mentre per il solaio copertura si utilizza la tecnologia *lignum-k*. L'accesso al piano superiore è garantito dalla scala posta in posizione perimetrale e dall'ascensore posto centralmente nel fabbricato. La scala ha rampe e pianerottoli in X-Lam, rispettivamente di spessore 200 mm (stratificato 40/40/40/40/40) e 140 mm (stratificato 30/30/20/30/30). L'ascensore è costituito da pareti in X-Lam interrotte a livello del solaio intermedio. In posizione perimetrale nel fabbricato è presente un'ulteriore scala per le vie di emergenza, anch'essa realizzata con rampe in X-Lam.

Blocco uffici

Il blocco adibito ad uffici è una struttura costituita da un unico piano fuori terra, posta tra il blocco aule e la palestra e ad esse giuntata sismicamente. L'impronta in pianta del fabbricato è inscritta in un rettangolo di dimensioni 9,40x30,80 m. Le pareti X-Lam della struttura hanno spessore 120 mm (stratificato 30/20/20/20/30), mentre le colonne in legno lamellare sono di classe GL28h e hanno sezione 24x24 cm. L'impalcato è formato da travi in legno lamellare classe GL28h di sezione 24x76 e 18x44 per le travi principali e 18x44 e 18x36 per le travi secondarie. Il solaio di copertura, non praticabile, è in X-Lam di sezione 110 mm (stratificato 20/20/30/20/20).

Palestra + servizi

L'impronta in pianta è un rettangolo di dimensioni 30,90x32,53 m. Il fabbricato è costituito da un doppio volume dedicato alla palestra affiancato da un ambiente disposto su due livelli: due scale con gradini in X-Lam conducono a due scalinate laterali di accesso per la gradonata degli spalti. Sia i gradini delle scale laterali che le sedute delle gradonate sono in X-Lam di sezione 110 mm, che poggia direttamente sulle pareti X-Lam sottostanti o su travi in legno lamellare poggiate a loro volta sulle pareti "scalettate" *ad hoc* per posizionare le sedute. Al livello inferiore sono presenti servizi igienici, spogliatoi e zone di connessione; al livello superiore, a lato dell'ultimo livello degli spalti, è presente un locale tecnico. Le pareti X-Lam hanno sezione 120 mm (stratificato 30/20/20/20/30), 140 mm (stratificato 30/30/20/30/30), 200 mm (stratificato 40/40/40/40/40). Le colonne in legno lamellare hanno sezione 24x72 cm. L'impalcato del primo piano è costituito da travi in legno lamellare classe GL28h. L'impalcato di copertura è costituito da travi continue in legno lamellare di classe GL28h, di lunghezza 30,9 m, sezione doppia e profilo centinato (ad estradosso rettilineo con doppia inclinazione e intradosso parabolico); ciascuna trave ha sezione all'appoggio 2x24x112 cm, al colmo 2x24x164 cm. Gli arcarecci hanno sezione 20x36 cm e i diagonali di controvento hanno sezione 24x24 cm. La copertura è realizzata con la tecnologia *lignum k*.

Connettivo

Il connettivo viene realizzato con una struttura in acciaio a telai con controventi concentrici a V. La forma in pianta deriva dalla intersezione di due parallelepipedi di dimensioni rispettivamente 12,5x6,6 m, 9,7x20,9 m, con l'aggiunta di un'appendice triangolare al piano terra.

Il corpo di fabbrica consta di due elevazioni di circa 4,50 m ciascuna, caratterizzate sui prospetti dalla presenza di travi parete realizzate mediante travatura reticolare con schema Warren.

Le sezioni dei profili verticali o inclinati è di tipo circolare: colonne profilo CHS 219,4x6,4; controventi CHS 193,7x6; piedritti inclinati CHS 193,7x10; diagonali travatura reticolare CHS 168,3x6 e CHS 168,3x5.

I due impalcati sono realizzati con profili a I e a H di tipo commerciale, compresi i correnti delle travature reticolari che hanno sezione di un profilo HEA 200.

Il solaio è realizzato con una lamiera grecata di altezza 75 mm e spessore 10/10, chiusa superiormente da un pannello in legno microlamellare OSB/3, fissata mediante chiodatura alle travi di impalcato.

La funzione di controvento di piano è affidata a diagonali di sezione RHS 100x100x6 funzionanti a diagonale tesa e compressa.

La scala di accesso esterna, che serve anche le gradinate della palestra, è realizzata in acciaio con struttura ad elica, formata due scatolari in piatti in acciaio di spessore 20 mm, calandrati e uniti mediante traversi in piatto 20 mm. La struttura è fissata alla base e al primo impalcato; sul perimetro esterno del foro praticato sull'impalcato per il passaggio della scala sono posizionati dei tiranti che riportano il carico all'impalcato di copertura.

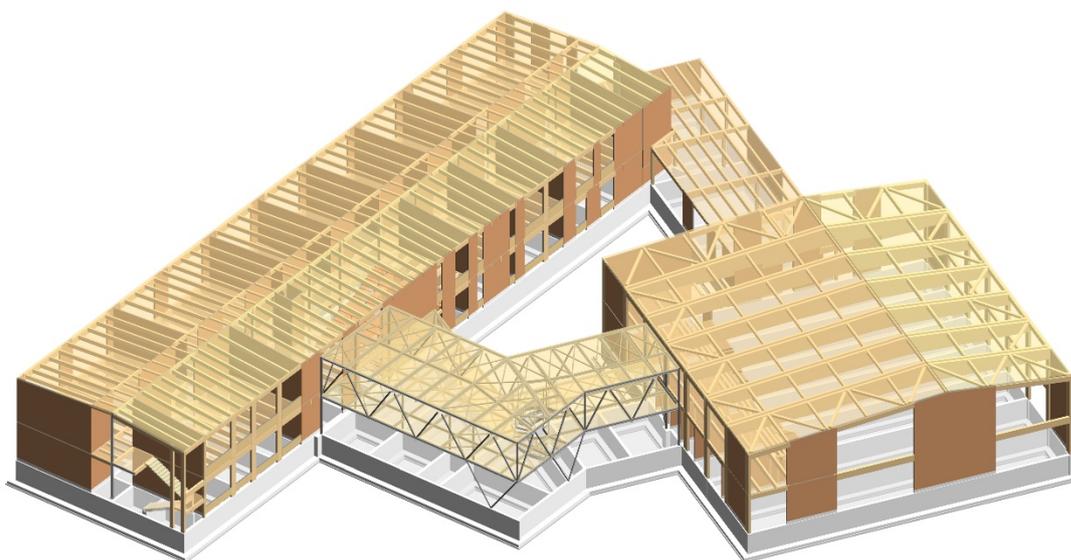


Figura 1 Vista tridimensionale delle strutture

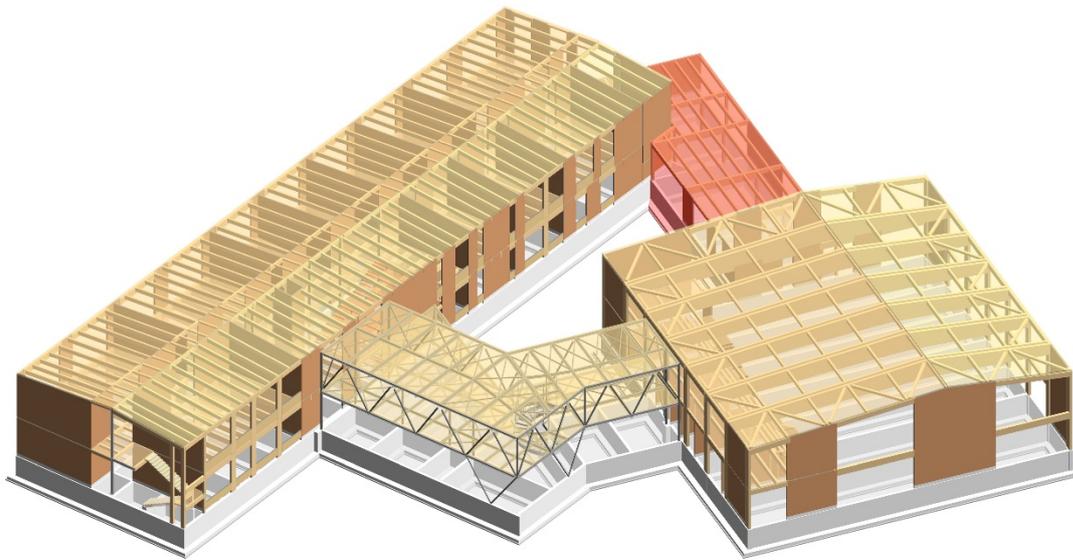


Figura 2 Vista tridimensionale delle strutture con individuazione del blocco uffici

3.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le strutture di fondazione sono realizzate mediante graticcio di travi rovesce in cemento armato con sezione a T, con base di 1,20 m, altezza 2,40 m, spessore costola e ciabatta di 0,30 m. L'elevata altezza delle travi deriva dalla necessità di garantire un carico idraulico adeguato alla rete di smaltimento delle acque meteoriche. Sono stati quindi operati dei rinterri per livellare il terreno dalla quota esterna al lotto alla quota del piano terra dell'edificio.

Per maggiori dettagli relativi alla fattibilità geotecnica si rimanda ai paragrafi successivi.

3.2 GIUNTI DI SEPARAZIONE TRA STRUTTURE CONTIGUE

Sono previsti giunti di separazione tra corpo aule – blocco uffici, corpo aule – connettivo, uffici – palestra, palestra – connettivo.

4 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

4.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (§ 2.4 NTC)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 1:

Tabella 1 – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Tabella 2 Classificazione delle costruzioni

CLASSI D'USO	T_c^* [s]
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 D.M. 5 novembre 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

CLASSI D'USO	$T_c^*[s]$
	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.

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tabella 3.

Tabella 3 Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico la costruzione è caratterizzabile come opera di importanza normale mentre per la destinazione d'uso ricade in classe III, per cui si ha:

Tabella 4

Parametro	Valore
Classe d'uso	III
Vita nominale V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_U	1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	75 anni

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE NUOVE OPERE

5.1 CALCESTRUZZO MAGRO PER MAGRONE

I getti di conglomerato cementizio non armato per sottofondi saranno realizzati con calcestruzzo magro avente i seguenti requisiti:

resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

5.2 CALCESTRUZZO STRUTTURALE

Le strutture di fondazione in calcestruzzo saranno realizzate con conglomerato cementizio normale confezionato con aggregati di peso normale. Ai sensi della norma UNI 9858 - ENV 206, l'impasto di calcestruzzo dovrà avere prestazioni garantite.

Il calcestruzzo delle opere di fondazione è realizzato con calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche fisiche e meccaniche:

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Peso per unità di volume	ρ_c	24 [kN/m ³]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308 [MPa]
Coefficiente di Poisson (in condizioni non fessurate)	ν	0.20 [-]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29 [MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	f_{ctf}	1.55 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.80 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.60 [MPa]

5.3 ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO

Acciaio in barre ad aderenza migliorata (B450C)

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210000 [MPa]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15 [-]
Peso per unità di volume	ρ_s	78.5 [kN/m ³]
Modulo di Poisson (in condizioni non fessurate)	ν	0.30 [-]
Coefficiente di dilatazione termica	α_s	$1.2 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Tensione tangenziale di aderenza acciaio-conglomerato cementizio di calcolo	f_{bd}	2.69 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001863 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]

5.4 STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

5.4.1 Acciaio tipo S275J0

Tutti gli elementi metallici, verranno realizzati con acciaio di classe di resistenza S275J0 e classe di resilienza B. Il trattamento anti-corrosione verrà realizzato mediante processo di zincatura a caldo.

Ai fini del calcolo e delle verifiche col metodo agli stati limite, si sono assunti i seguenti valori delle caratteristiche fisico-meccaniche dell'acciaio.

Acciaio tipo S275 (UNI EN 10025:2004)			
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	275	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	430	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza all'instabilità delle membrature	γ_{M1}	1.05	[-]
Coefficiente di dilatazione termica	α_s	1.2×10^{-7}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]
Modulo di Poisson	ν	0.30	[-]
Peso per unità di volume	ρ_s	78.5	[kN/m ³]
resistenza di calcolo delle sezioni	f_d	262	[MPa]
resistenza di calcolo delle sezioni ad instabilità	f_d	262	[MPa]
Saldature a cordoni d'angolo (per giunti di acciaio S275)			
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza delle saldature	γ_{M2}	1.25	[-]
Coefficiente β per l'acciaio S355	β	0.9	[-]
Coefficiente β_1 per l'acciaio S355	β_1	0.7	[-]
Coefficiente β_2 per l'acciaio S355	β_2	0.85	[-]
Resistenze di progetto per sezione di gola nell'effettiva posizione	$f_{tk}(\beta \cdot \gamma_{M2})$	382.22	[MPa]
Resistenze di progetto per sezione di gola in posizione ribatata (1)	$f_{yk} \cdot \beta_1$	192.50	[MPa]
Resistenza di progetto per sezione di gola in posizione ribaltata (2)	$f_{yk} \cdot \beta_2$	233.75	[MPa]

5.4.2 Acciaio tipo S355J0

In alcuni casi laddove le sollecitazioni si manifestano più gravose verrà utilizzato un acciaio di grado superiore pari all'S355J0:

Acciaio tipo S355 (UNI EN 10025:2004)			
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza all'instabilità delle membrature	γ_{M1}	1.05	[-]
Coefficiente di dilatazione termica	α_s	1.2×10^{-7}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]
Modulo di Poisson	ν	0.30	[-]
Peso per unità di volume	ρ_s	78.5	[kN/m ³]
resistenza di calcolo delle sezioni	f_d	338	[MPa]
resistenza di calcolo delle sezioni ad instabilità	f_d	338	[MPa]
Saldature a cordoni d'angolo (per giunti di acciaio S355)			
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza delle saldature	γ_{M2}	1.25	[-]
Coefficiente β per l'acciaio S355	β	0.9	[-]
Coefficiente β_1 per l'acciaio S355	β_1	0.7	[-]
Coefficiente β_2 per l'acciaio S355	β_2	0.85	[-]
Resistenze di progetto per sezione di gola nell'effettiva posizione	$f_{tk}(\beta \cdot \gamma_{M2})$	453.33	[MPa]
Resistenze di progetto per sezione di gola in posizione ribatata (1)	$f_{yk} \cdot \beta_1$	248.50	[MPa]
Resistenza di progetto per sezione di gola in posizione ribaltata (2)	$f_{yk} \cdot \beta_2$	301.75	[MPa]

5.4.3 Acciaio S280GD+Z

Per le lamiere grecate si prevede un acciaio S280GD+Z che ha le seguenti caratteristiche meccaniche (Tab. C11.1 circolare NTC – 08):

$f_{t,k}$ =	360 N/mm ² (resistenza caratteristica a rottura)
$f_{y,k}$ =	280 N/mm ² (tensione caratteristica di snervamento)
$f_{y,d}$ =	267 N/mm ² (tensione di snervamento di progetto)
E_s =	210.000 N/mm ² (modulo elastico istantaneo)

5.4.4 Bulloni

Bulloni classe 8.8

Tensione di snervamento

f_{yb} = 640 [MPa]

Tensione di rottura

f_{tb} = 800 [MPa]

Tabella 3 Classi di resistenza delle viti e relative caratteristiche meccaniche

Caratteristiche meccaniche o fisiche		Classe di resistenza									
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8		9.8	10.9	12.9
							d≤16mm	d>16mm	d≤16mm		
Carico unitario di rottura R_m [N/mm ²]	nom	400		500		600	800		900	1000	1200
	min	400	420	500	520	600	800	830	900	1040	1220
Carico unitario inferiore di snervamento R_{eL} [N/mm ²]	nom	240	-	300	-	-	-				
	min	240	-	300	-	-	-				
Carico unitario di scostamento dalla proporzionalità dello 0,2% $R_{p0.2}$ [N/mm ²]	nom	-					640	640	720	900	1080
	min	-					640	660	720	940	1100
Carico unitario di scostamento dalla proporzionalità 0,0048d R_{pf} [N/mm ²]	nom	-	320	-	400	480	-				
	min	-	340	-	420	480	-				
Carico unitario di prova S_p [N/mm ²]	nom	225	310	280	380	440	580	600	650	830	970
Rapporto di elasticità	S_p/R_{eLmin}	0.94	0.91	0.93	0.90	0.92	0.91	0.91	0.90	0.88	0.88
	$S_p/R_{p0.2min}$										
	$S_p/R_{pf,min}$										
Durezza Vickers HV, $F \geq 98$ N	min	120	130	155	160	190	250	255	290	320	385
	max	220				250	320	335	360	380	435
Durezza Brinell HBW, $F=30 D^2$	min	114	124	147	152	181	245	250	286	316	380
	max	209				238	316	331	355	375	429
Durezza Rockwell HRB	min	67	71	79	82	89	-				
	max	95,0				99,5	-				
Durezza Rockwell HRC	min	-					22	23	28	32	39
	max	-					32	34	37	39	44
Resilienza, K_v [J]	min	-		27		-	27	27	27	27	*
Tenacità della testa		Nessuna rottura									

* Valore ancora non definito ed in fase di studio

Tabella 4 Classi di resistenza dei dadi ed assemblaggio con viti

COMBINAZIONE TRA DADO E VITE		GAMME DI DIAMETRI NOMINALI DEI DADI IN RELAZIONE AL TIPO ED ALLA CLASSE DI RESISTENZA		
Classe di resistenza del dado	Classe di resistenza massima della vite	Dado regolare Tipo 1 altezza minima $m_{min} \geq 0,8D$	Dado alto Tipo 2 altezza minima $m_{min} \approx 0,9D$ o $m_{min} > 0,9D$	Dado sottile Tipo 0 altezza minima $0,45 \leq m_{min} < 0,8D$
04		-	-	$M5 \leq D \leq M39$ $M8x1 \leq D \leq M39x3$
05		-	-	
5	5.8	$M5 \leq D \leq M39$ $M8x1 \leq D \leq M39x3$	-	-
6	6.8		-	-
8	8.8		$M5 \leq D \leq M39$ $M8x1 \leq D \leq M39x3$	-
9	9.8	-	$M5 \leq D \leq M39$	-
10	10.9	$M5 \leq D \leq M39$ $M8x1 \leq D \leq M16x1,5$	$M5 \leq D \leq M39$ $M8x1 \leq D \leq M39x3$	-
12	12.9	$M5 \leq D \leq M16$	$M5 \leq D \leq M39$ $M8x1 \leq D \leq M39x3$	-

5.4.5 Tirafondi

I tirafondi sono realizzati in acciaio da bulloneria di classe 8.8.

Tirafondi classe 8.8

Tensione di snervamento

Tensione di rottura

$f_{yb} = 640$ [MPa]

$f_{tb} = 800$ [MPa]

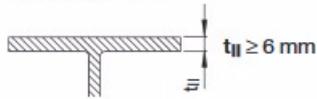
5.4.6 Chiodi X-ENP – HILTI per il fissaggio della lamiera grecata

Product data																		
<p>Dimensions</p>	<p>General information</p> <p><u>Material specifications</u></p> <table border="1"> <tr> <td>Carbon steel shank:</td> <td>HRC 58</td> </tr> <tr> <td>Zinc coating:</td> <td>8–16 μm</td> </tr> </table> <p><u>Fastening tools</u></p> <table border="1"> <tr> <td>Single nail:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>DX 76 F15,</td> <td>X-ENP-19 L15</td> </tr> <tr> <td>DX 76 PTR with X-76-F15-PTR fastener guide</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Collated nails:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>DX 76 PTR, DX 76 MX</td> <td>X-ENP-19 L15 MX, white magazine strip</td> </tr> <tr> <td>DX 860-ENP</td> <td>X-ENP-19 L15 MXR, grey magazine strip</td> </tr> </table> <p>See fastener selection for more details.</p> <p><u>Approvals</u></p> <table border="1"> <tr> <td>ETA-04/0101 (Europe), UL R13203, FM 3021719, ICC ESR-2197 (USA), MLIT (Japan), ABS</td> </tr> </table>	Carbon steel shank:	HRC 58	Zinc coating:	8–16 μm	Single nail:		DX 76 F15,	X-ENP-19 L15	DX 76 PTR with X-76-F15-PTR fastener guide		Collated nails:		DX 76 PTR, DX 76 MX	X-ENP-19 L15 MX, white magazine strip	DX 860-ENP	X-ENP-19 L15 MXR, grey magazine strip	ETA-04/0101 (Europe), UL R13203, FM 3021719, ICC ESR-2197 (USA), MLIT (Japan), ABS
Carbon steel shank:	HRC 58																	
Zinc coating:	8–16 μm																	
Single nail:																		
DX 76 F15,	X-ENP-19 L15																	
DX 76 PTR with X-76-F15-PTR fastener guide																		
Collated nails:																		
DX 76 PTR, DX 76 MX	X-ENP-19 L15 MX, white magazine strip																	
DX 860-ENP	X-ENP-19 L15 MXR, grey magazine strip																	
ETA-04/0101 (Europe), UL R13203, FM 3021719, ICC ESR-2197 (USA), MLIT (Japan), ABS																		

Application requirements

Thickness of base material

Steel thickness t_{II}



Thickness of fastened material

$\Sigma t_{i, \text{tot}} \leq 4.0 \text{ mm}$

Sheet thicknesses and overlap types



(a)
single

(b)
side lap

(c)
end overlap

(d)
side lap and end overlap

Nominal sheeting thickness t_1 [mm]

0.63–1.00

> 1.00–1.25

> 1.25–2.50

Allowable overlap types

a, b, c, d

a, c

a

With the above recommended sheet thickness and overlap types, it is not necessary to take into account the effect of constraints due to temperature for steel grades up to S320 (EN 10346). For steel grade S350 (EN 10346) it shall be considered for design. Sheets of grade S350 on base material $t_{II} \geq 8 \text{ mm}$ have been verified by Hilti, forces of constraint can be neglected.

5.5 MALTE PER INGHISAGGI ATTACCHI DI BASE

Malta tipo MAPEFILL per o similare; vedi scheda allegata.

VOCE DI PRODOTTO

Ancoraggio di precisione di macchinari e di elementi metallici come ad esempio tirafondi, in sedi ricavate nel calcestruzzo che dovrà essere pulito e saturato con acqua, mediante colatura di malta fluida espansiva e a reattività pozzolanica (tipo **Mapefill** della MAPEI S.p.A.).

Il prodotto deve rispondere ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-6.

Il prodotto dovrà avere le seguenti caratteristiche prestazionali:

Rapporto dell'impasto:	100 parti di Mapefill con 14-15 parti di acqua (3,50-3,75 l di acqua per ogni sacco da 25 kg)
Massa volumica dell'impasto (kg/m ³):	2.250
Scorrimento dopo mix (EN13395-2) (cm):	> 45
pH dell'impasto:	> 12,5
Temperatura di applicazione permessa:	da +5°C a +35°C
Durata dell'impasto:	circa 1 h
Caratteristiche meccaniche impiegando il 14,5% di acqua:	
Resistenza a compressione (EN 12190) (MPa):	70 (a 28 gg)
Resistenza a flessione (EN 196/1) (MPa):	9 (a 28 gg)
Espansione libera in fase plastica (ASTM 827) (%):	≥ 0,3
Modulo elastico a compressione (EN 13412) (GPa):	27 (a 28 gg)
Adesione al supporto (EN 1542) (MPa):	≥ 2 (a 28 gg)
Impermeabilità all'acqua - profondità di penetrazione - (EN 12390/8) (mm):	< 5
Resistenza allo sfilamento delle barre d'acciaio - (EN 1881) (mm):	< 0,6
Reazione al fuoco (EN 13501-1) (Euroclasse):	A1, A1 _{fl}
Consumo (kg/dm ³):	1,95 (di cavità da riempire)

Note

Qualora si sia in presenza di fori o cavità di dimensioni elevate rispetto all'elemento in acciaio da ancorare, il prodotto deve essere additivato con un 30% in peso di ghiaietto con granulometria assortita compresa tra 6 e 10 mm. Consultare il servizio Assistenza Tecnica MAPEI.

5.6 LEGNO LAMELLARE

Gli elementi strutturali in legno lamellare (travi) sono realizzati in legno lamellare di conifera di classe di resistenza GL 28h (UNI EN 14080:2013), aventi le seguenti caratteristiche:

Legno lamellare GL 28h (UNI EN 14080-2013)			classe servizio 1		$\gamma_M=1.45$	$\gamma_{M,fi}=1$	$k_{fi}=1.15$	
Proprietà di resistenza N/mm ²			permanente	lunga dur.	media dur.	breve dur.	istantaneo	incendio
Flessione	$f_{m,k}$	28	11.59	13.52	15.45	17.38	19.31	32.20
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	22.3	9.23	10.77	12.30	13.84	15.38	25.65
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.5	0.21	0.24	0.28	0.31	0.34	0.58
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	28	11.59	13.52	15.45	17.38	19.31	32.20
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.5	1.03	1.21	1.38	1.55	1.72	2.88
Taglio	$f_{v,k}$	3.5	1.45	1.69	1.93	2.17	2.41	4.03
Taglio per rotolamento	$f_{r,k}$	1.2	0.50	0.58	0.66	0.74	0.83	1.38
Proprietà di rigidità N/mm ²			$k_{mod}=0.6$	$k_{mod}=0.7$	$k_{mod}=0.8$	$k_{mod}=0.9$	$k_{mod}=1.0$	$k_{mod,fi}=1.1$
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibratura	$E_{0,mean}$	12600						
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibratura	$E_{0,k}$	10500						
Modulo di elasticità medio perpendicolare alla fibratura	$E_{90,mean}$	300						
Modulo di taglio medio	G_{mean}	650						
Modulo di taglio medio per rotolamento	$G_{r,mean}$	65						
Massa volumica in kg/m ³								
Massa volumica caratteristica	ρ_k	425						
Massa volumica media	ρ_{mean}	460						

- coefficiente di correzione per azione di media durata: $k_{mod} = 0,8$
- coefficiente di correzione per azione di breve durata: $k_{mod} = 0,9$
- coefficiente per sezioni rettangolari: $k_m = 0,7$
- coefficiente di viscosità e umidità nel legno: $k_{def} = 0,6$
- coefficiente parziale di sicurezza legno lamellare (NTC 2018): $\gamma_m = 1,45$

5.7 LEGNO STRUTTURALE C24 PER PANNELLI X-LAM

Le pareti saranno realizzate mediante pannelli X-Lam di abete rosso classe di resistenza C24, la cui caratteristiche di resistenza a rigidità sono riportate nella tabella seguente (UNI-EN 338:2016):

Legno C24 (UNI EN 338:2016)			classe servizio 1		$\gamma_M=1.45$	$\gamma_{M,fi}=1$	$k_{fi}=1.15$	
Proprietà di resistenza N/mm ²			permanente	lunga dur.	media dur.	breve dur.	istantaneo	incendio
Flessione	$f_{m,k}$	24	9.93	11.59	13.24	14.90	16.55	27.60
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14	5.79	6.76	7.72	8.69	9.66	16.10
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.17	0.19	0.22	0.25	0.28	0.46
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21	8.69	10.14	11.59	13.03	14.48	24.15
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.5	1.03	1.21	1.38	1.55	1.72	2.88
Taglio	$f_{v,k}$	4	1.66	1.93	2.21	2.48	2.76	4.60
Proprietà di rigidità N/mm ²			$k_{mod}=0.6$	$k_{mod}=0.7$	$k_{mod}=0.8$	$k_{mod}=0.9$	$k_{mod}=1.0$	$k_{mod,fi}=1.1$
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibratura	$E_{0,mean}$	11000						
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibratura	$E_{0,k}$	7400						
Modulo di elasticità medio perpendicolare alla fibratura	$E_{90,mean}$	370						
Modulo di taglio medio	G_{mean}	690						
Massa volumica in kg/m ³								
Massa volumica caratteristica	ρ_k	350						
Massa volumica media	ρ_{mean}	420						

5.8 OSB

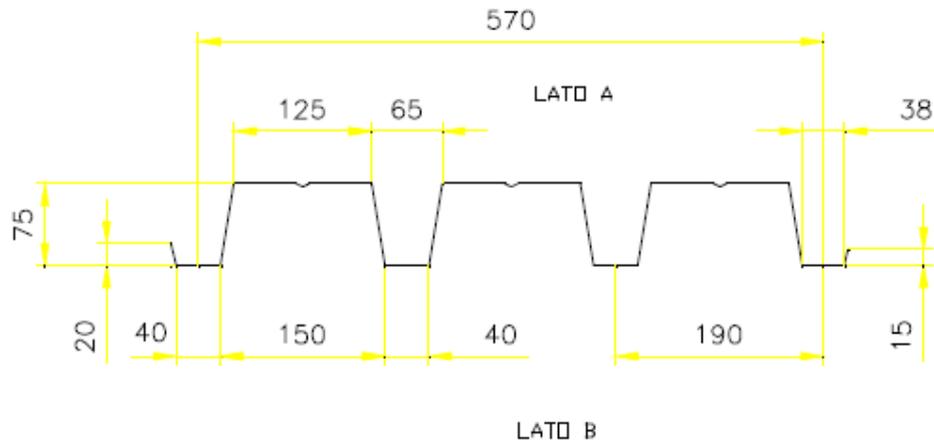
		OSB/2 e OSB/3		
Spessore [mm]		>6-10	>10-18	>18-25
ρ_k [kg/m ³]		550	550	550
$f_{m,k}$ [N/mm ²]	0	18,0	16,4	14,8
	90	9,0	8,2	7,4
$f_{t,k}$ [N/mm ²]	0	9,9	9,4	9,0
	90	7,2	7,0	6,8
$f_{c,k}$ [N/mm ²]	0	15,9	15,4	14,8
	90	12,9	12,7	12,4
$f_{v,k}$ [N/mm ²]		6,8	6,8	6,8
$f_{r,k}$ [N/mm ²]		1,0	1,0	1,0
E_m [N/mm ²]	0	4930	4930	4930
	90	1980	1980	1980
$E_{t,c}$ [N/mm ²]	0	3800	3800	3800
	90	3000	3000	3000
G_v [N/mm ²]		1080	1080	1080
G_r [N/mm ²]		50	50	50
		OSB/4		
Spessore [mm]		>6-10	>10-18	>18-25
ρ_k [kg/m ³]		550	550	550
$f_{m,k}$ [N/mm ²]	0	24,5	23,0	21,0
	90	13,0	12,2	11,4
$f_{t,k}$ [N/mm ²]	0	11,9	11,4	10,9
	90	8,5	8,2	8,0
$f_{c,k}$ [N/mm ²]	0	18,1	17,6	17,0
	90	14,3	14,0	13,7
$f_{v,k}$ [N/mm ²]		6,9	6,9	6,9
$f_{r,k}$ [N/mm ²]		1,1	1,1	1,1
E_m [N/mm ²]	0	6780	6780	6780
	90	2680	2680	2680
$E_{t,c}$ [N/mm ²]	0	4300	4300	4300
	90	3200	3200	3200
G_v [N/mm ²]		1090	1090	1090
G_r [N/mm ²]		60	60	60

5.9 LAMIERA GRECATA

Lamiera Grecata tipo ECO 75 P570 Tabella di portata

Materiale : Lamiera acciaio S 250 GD UNI EN 10147

(Portata espressa in daN/m²)



• CONDIZIONE CON DUE CAMPATE E TRE APPOGGI SEMPLICI

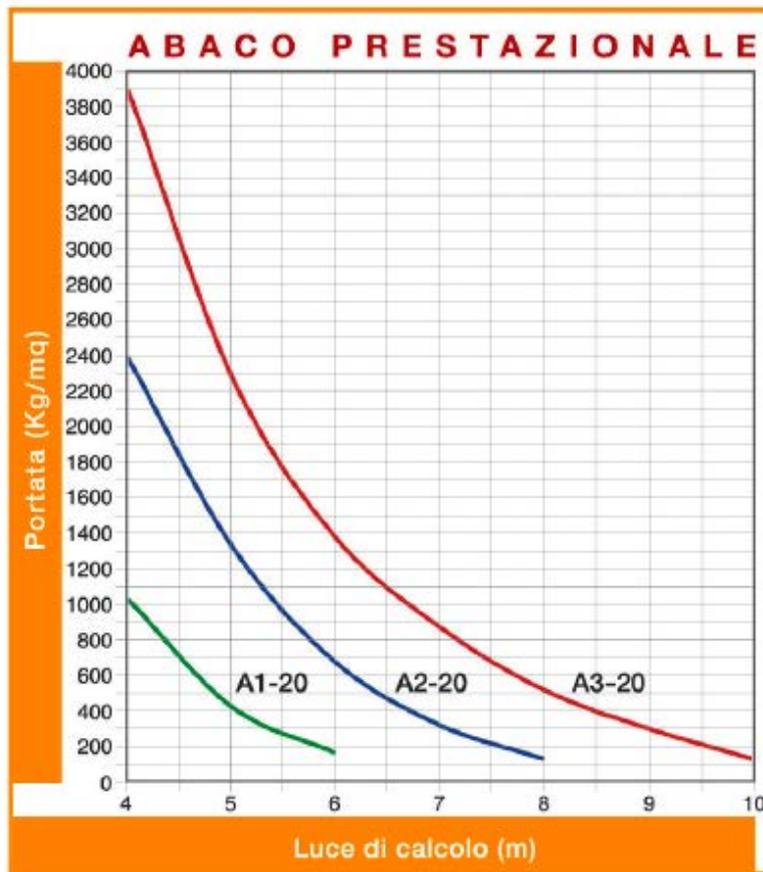
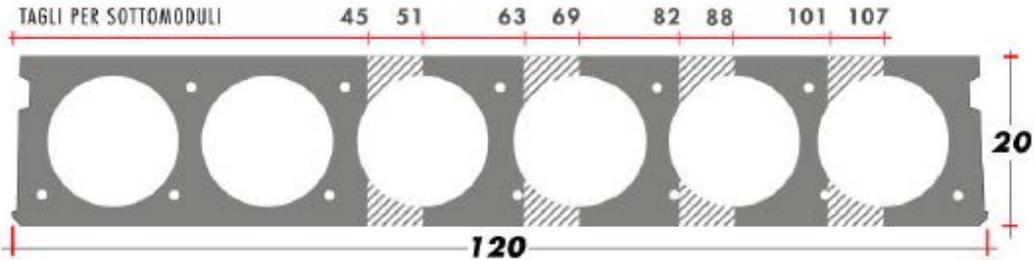
	Spes. [mm]	Interassi in appoggio in metri [m]-TRAVE 2 CAMPATE																
		1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4,00	4,25	4,5	4,75	5,00
TRAVE 3 appoggi	0,6	2460	1575	1093	805	615	486	393	325	274	233	200	175	154	136	122	110	98
		2460	1575	1093	805	615	486	393	325	274	233	200	175	154	136	122	110	98
	0,7	3014	1930	1340	984	754	595	482	400	335	285	246	215	188	167	150	133	121
		3014	1930	1340	984	754	595	482	400	335	285	246	215	225	198	177	159	143
	0,8	3584	2294	1593	1171	896	708	574	474	398	340	292	255	225	198	177	160	143
		3584	2294	1593	1171	896	708	574	474	398	340	292	255	225	198	177	160	143
	1	4679	2995	2080	1528	1170	925	750	620	520	443	382	332	292	260	231	208	187
		4679	2995	2080	1528	1170	925	750	620	520	443	382	332	292	260	231	208	187
	1,25	5897	3775	2621	1925	1475	1165	943	780	655	558	481	420	370	326	291	262	236
		5897	3775	2621	1925	1475	1165	943	780	655	558	481	420	370	326	291	262	236

5.10 SOLAIO ALVEOLARE

Alveox 200

SEMPLICE APPOGGIO

R90



dati

Peso proprio
lastra di solaio
272 Kg/mq

Larghezza
lastra di solaio
120 cm

Altezza
lastra solaio
20 cm

Altezza soletta
in opera
5,0 cm

Trasporto
**Max 100 mq
viaggio**

Incidenza getto
di testata
**0,071 mc
lastra**

Incidenza getto
longitudinale
0,005 mc/ml

TIPO	LUCE DI CALCOLO (m)						
	4	5	6	7	8	9	10
A1 - 20	1050	450	190				
A2 - 20	2400	1350	700	350	160		
A3 - 20	3900	2300	1400	900	550	330	160

PORTATA (Kg/mq)

6 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione di nuove costruzioni deve essere eseguita con riferimento agli stati limite ultimi SLU e agli stati limite di esercizio SLE.

In presenza di azioni sismiche, i requisiti di sicurezza relativi agli SLU possono essere ritenuti soddisfatti qualora siano eseguite le verifiche rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV); i requisiti di sicurezza relativi agli SLE possono essere ritenuti soddisfatti qualora siano eseguite le verifiche rispetto alla condizione di danno (SLD) e operatività (SLO).

In particolare, per le costruzioni di classe III e IV la deformabilità della struttura sotto le azioni sismiche dovrà essere contenuta secondo i limiti indicati dalla norma (§7.3.6.1 NTC 2018) ridotti di 2/3, sotto le azioni sismiche di progetto relative allo SLO.

6.1 CRITERI DI VERIFICA

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nei relativi paragrafi.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3 delle NTC 2018, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. Le opere strutturali verranno verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

6.1.1 Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli *stati limite*

ultimi (SLU) e degli *stati limite di esercizio (SLE)*. In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

6.1.2 Stati limite in assenza di azioni sismiche

6.1.2.1 Stati limite ultimi

Gli *stati limite ultimi (SLU)* sono associati al collasso della struttura, o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

1. raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti;
2. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
3. instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

6.1.2.2 Stati limite di esercizio

Gli *stati limite di esercizio (SLE)* corrispondono a condizioni oltre le quali i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti. Solitamente, gli *SLE* concernono il funzionamento della struttura o degli elementi strutturali in condizioni di esercizio normale, il comfort delle persone, l'aspetto delle costruzioni.

Per gli stati limite di servizio sono state prese in considerazione quelle condizioni che determinano eccessive deformazioni che compromettono l'uso efficiente della struttura o che inducono danni alle finiture e agli elementi non strutturali. Nello specifico sono stati controllati i massimi spostamenti verticali ed orizzontali.

La condizione di verifica si esplica nel controllo delle seguenti disuguaglianze:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d è l'effetto di progetto delle azioni in termini di spostamento;

C_d è un valore funzione di certi requisiti o proprietà assegnate alla struttura.

6.1.2.3 Stati limite in presenza di azioni sismiche

Poiché la costruzione in oggetto ricade in zona dichiarata sismica, agli stati limite sopra considerati se ne aggiungono altri prescritti dalle norme vigenti allo scopo di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

6.1.2.4 Stato limite di prevenzione del collasso (stato limite ultimo 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.

6.1.2.5 Stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo 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.

6.1.2.6 Stato limite di danno (stato limite di servizio: SLD)

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

6.1.2.7 Stato limite di operatività (stato limite di servizio: 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;

Le verifiche di sicurezza effettuate in presenza di azione sismica per le strutture in di nuova realizzazione sono di seguito riassunte:

(stato limite ultimo SLV)

- Resistenza delle strutture
- Duttilità delle strutture
- Resistenza del sistema fondazione-terreno

(stato limite di servizio – SLD)

- Compatibilità degli spostamenti

6.1.3 Gerarchia delle resistenze per strutture in legno X-Lam

I criteri di gerarchia delle resistenze per le strutture X-Lam attualmente non sono definite né nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 18), né nell'Eurocodice 8. Tuttavia il principio cardine è quello di perseguire un comportamento di tipo scatolare dell'intero organismo strutturale, per questo è necessario che non intervengano per primi cedimenti per perdita di geometria locale o globale, cioè la scatola strutturale composta da pareti e solai deve rimanere connessa. A tal fine, per la classe di duttilità CD B (NTC 18), alcuni componenti strutturali devono essere considerati come zone dissipative e altri come zone non dissipative e di conseguenza appositamente progettati con sovraresistenza rispetto alle prime.

Gli elementi e collegamenti da assumere come non dissipativi sono:

- Tutti gli elementi pareti e solaio;
- la connessione fra i pannelli del solaio in modo da assicurare la pressoché totale assenza di scorrimento relativo e garantire l'ipotesi di diaframma rigido;
- la connessione fra solaio e sottostante parete in modo che ad ogni piano ci sia un diaframma rigido al quale le sottostanti pareti risultano rigidamente connesse e che quindi faccia da cintura di piano;
- connessione verticale fra pareti che si intersecano fra loro, in particolare agli spigoli dell'edificio, in maniera che la stabilità delle pareti stesse e dell'intera scatola strutturale risulti sempre garantita.

Le connessioni a cui è demandato il comportamento dissipativo sono invece:

- le connessioni di presidio allo scorrimento tra pareti e solaio sottostante e tra pareti e fondazione (generalmente realizzate con angolari metallici o viti);
- le connessioni di presidio al sollevamento posizionate alle estremità delle pareti e in corrispondenza delle aperture (generalmente realizzate con hold-down).
- le connessioni verticali con chiodi o viti tra i pannelli verticali che compongono le pareti segmentate.

Inoltre, nel progettare le connessioni precedentemente definite si deve assicurare una modalità di rottura duttile caratterizzata dallo snervamento degli elementi meccanici di collegamento (chiodi o viti) nelle connessioni legno-legno e acciaio-legno, evitando qualsiasi possibile modalità di rottura fragile. A questo scopo occorre applicare questi requisiti di sovraresistenza alle seguenti verifiche:

- Resistenza a trazione e allo sfilamento dei tirafondi di ancoraggio;
- Resistenza delle piastre d'acciaio del connettore nella sezione più debole in collegamenti realizzati con hold-down e angolari metallici.

Allo scopo di ottenere il soddisfacimento dei criteri di gerarchia delle resistenze sopra definiti, in mancanza di specifiche disposizioni normative, si fa riferimento a quanto riportato attualmente in letteratura. La recente pubblicazione "Follesa, M., Fragiaco, M., Vassallo, D., Piazza, M., Tomasi, R., Casagrande, D., Rossi, S. (2015). "A proposal for a new Background Document of Chapter 8 of Eurocode 8". Proc. of the International Network on Timber Engineering Research meeting INTER, Šibenik, Croatia. - paper 48-102-1." propone che gli elementi fragili $F_{Rd,b}$ vengano progettati per la sovraresistenza degli elementi duttili $F_{Rd,d}$ secondo la seguente equazione:

$$\frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}} \cdot F_{Rd,d} \leq F_{Rd,b}$$

Dove:

γ_{Rd} : fattore di sovraresistenza, proposto pari a 1,3;

β_{sd} : é il fattore che tiene in considerazione la riduzione di resistenza degli elementi duttili dovuta al degrado per carichi ciclici, proposto pari a 0,8.

Le resistenze di progetto per gli elementi duttili e fragili valgono rispettivamente:

$$F_{Rd,d} = \frac{F_{Rd,k} \cdot \beta_{sd} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

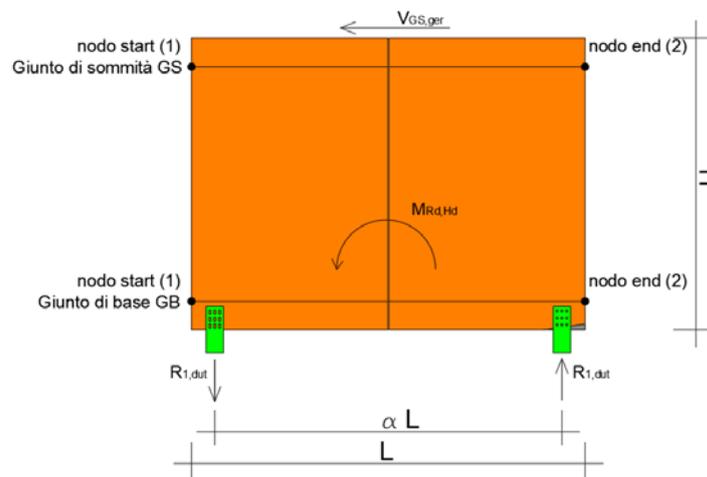
$$F_{Rd,b} = \frac{F_{Rd,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

Dove il coefficiente correttivo per la durata del carico per combinazione di carico istantanea è assunto unitario $k_{mod} = 1$, e il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale per situazioni eccezionali è assunto $\gamma_M = 1$.

Quanto sopra non è comunque in contrasto con quanto indicato dalle Norme Tecniche al paragrafo 7.3.6.1 che recita: "Se la resistenza dei materiali è giustificatamente ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel capitolo 4 per situazioni eccezionali".

L'applicazione della gerarchia delle resistenze nel calcolo dei collegamenti non adibiti alla dissipazione è quindi basato sulle resistenze degli elementi dissipativi alla base delle pareti con opportuna sovrarresistenza. La sovrarresistenza sopra definita è stata valutata separatamente rispetto agli elementi di presidio allo scorrimento e al ribaltamento, la massima sollecitazione derivante è stata comunque confrontata con le sollecitazioni indotte dalle combinazioni di azioni orizzontali (sima e vento, azioni istantanee $k_{mod}=1$). Di seguito viene illustrato nel dettaglio la procedura utilizzate per la determinazione degli sforzi di sconnessione (per metro di lunghezza) nei giunti assunti come non dissipativi (giunto di sommità GS e giunti verticali di spigolo GV-sx e GV-dx) per il rispetto della gerarchia delle resistenze rispetto agli elementi di presidio allo scorrimento e al ribaltamento.

6.1.3.1 Gerarchia delle resistenze dei giunti di sommità pareti – solaio (GS) rispetto agli elementi di presidio al ribaltamento



il momento resistente in condizioni di plasticizzazione degli elementi di presidio al ribaltamento è dato da:

$$M_{Rd,Hd} = n \cdot R_{1,d} \cdot \alpha \cdot L$$

Dove:

$R_{1,d}$: è la resistenza duttile del singolo elemento di presidio al ribaltamento determinata come precedentemente riportato;

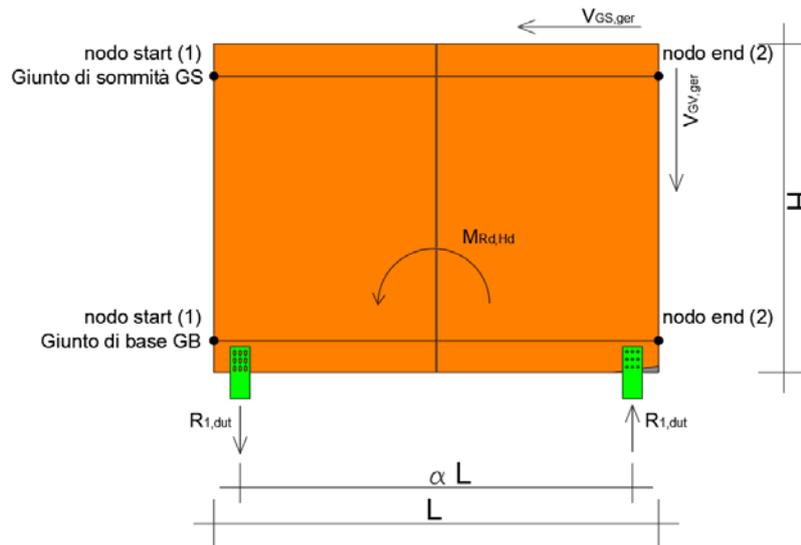
n : numero di elementi di presidio al ribaltamento per ogni lato della parete.;

$\alpha \cdot L$: è il braccio tra gli elementi di presidio al ribaltamento parametrizzato rispetto alla lunghezza totale della parete ($\alpha = 0,9$).

Il taglio in sommità è ricavato dall'equilibrio alla rotazione del pannello:

$$V_{GS,ger} = \frac{M_{Rd,Hd}}{H} \cdot \left(\frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}} \right)$$

6.1.3.2 Gerarchia delle resistenze dei giunti di spigolo parete-parete (GV-sx e GV-dx) rispetto agli elementi di presidio al ribaltamento:



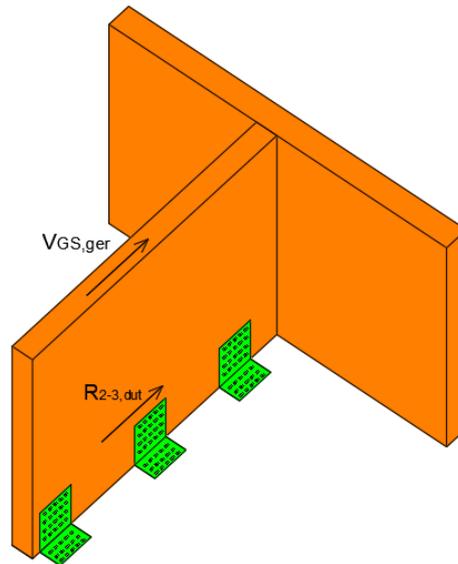
Lo scorrimento nel giunto verticali di spigolo è stato determinato secondo la teoria di Jourawski:

$$V_{GV,ger} = \left(\frac{M_{Rd,Hd}}{H} \right) \cdot \frac{S_r}{J} \cdot \left(\frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}} \right)$$

Dove:

S_r : momento statico di una delle due parti della sezione composta dalla parete di interesse e la parete adiacente unite da un giunto verticale di spigolo, valutato rispetto al baricentro geometrico della sezione composta;
 J : è il momento d'inerzia dell'intera sezione composta dalla parete di interesse e la parete adiacente unite da un giunto verticale di spigolo.

6.1.3.3 Gerarchia delle resistenze dei giunti di sommità pareti-solaio (GS) rispetto agli elementi di presidio allo scorrimento:



Il taglio resistente in condizioni di plasticizzazione degli elementi di presidio allo scorrimento è dato da:

$$V_{Rd,ang} = n \cdot R_{2-3,d}$$

Dove:

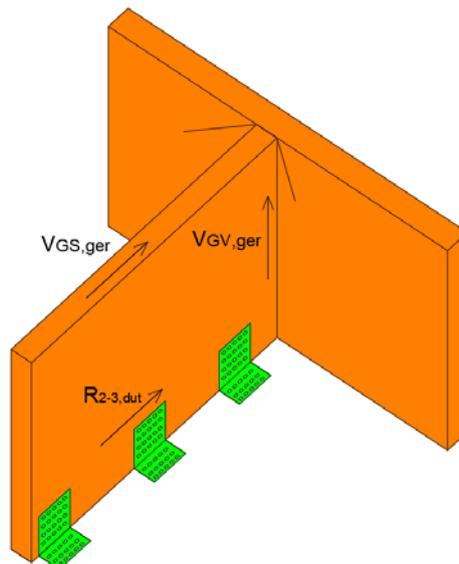
$R_{2-3,d}$: è la resistenza duttile dell'elemento di presidio allo scorrimento determinata come precedentemente riportato;

n : numero di elementi di presidio allo scorrimento.

Il taglio nel giunto di sommità è ricavato dall'equilibrio alla traslazione della parete:

$$V_{GS,ger} = V_{Rd,ang} \cdot \left(\frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}} \right)$$

6.1.3.4 Gerarchia delle resistenze dei giunti di spigolo parete-parete (GV-sx e GV-dx) rispetto agli elementi di presidio allo scorrimento:



Lo scorrimento nel giunto verticali di spigolo è stato determinato secondo la teoria di Jourawski:

$$V_{GV,ger} = \frac{V_{Rd,ang} \cdot S_r}{J} \cdot \left(\frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}} \right)$$

Dove:

S_r : momento statico di una delle due parti della sezione composta dalla parete di interesse e la parete adiacente unite da un giunto verticale di spigolo, valutato rispetto al baricentro geometrico della sezione composta;

J : è il momento d'inerzia dell'intera sezione composta dalla parete di interesse e la parete adiacente unite da un giunto verticale di spigolo

6.2 OBIETTIVI E METODI

Per valutare il livello di sicurezza delle opere in oggetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se la costruzione sia in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposta durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

1) **schematizzazione del problema strutturale:**

- definizione delle azioni agenti sulla costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, esigenze del Committente etc.;
- definizione degli stati limite da sottoporre a verifica;

2) **definizione dei modelli di calcolo:**

- modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali;
- modellazione delle azioni;

3) **analisi del modello col metodo degli elementi finiti;**

- analisi elastica lineare per le azioni non sismiche;
- analisi dinamica lineare con spettro di risposta in presenza di azioni sismiche;

4) **controllo dei risultati e verifiche di resistenza:**

- controllo generale dei risultati del calcolo e confronto dei singoli risultati con calcoli eseguiti con metodi alternativi;
- verifiche di sicurezza degli elementi strutturali.

7 DEFINIZIONE DELLE AZIONI (§ 3 NTC)

7.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI (§3.1.2 E §3.1.3 NTC)

7.1.1 Peso strutturale

- 25,00 kN/m³ per il calcestruzzo armato;
- 78,50 kN/m³ per l'acciaio;
- 5,00 kN/m³ per il legno.

7.1.2 Carichi permanenti

7.1.2.1 Pacchetti di solaio e impianti a soffitto e in copertura

Il programma di calcolo applica i carichi permanenti e quelli accidentali dei solai direttamente agli elementi interessati una volta definita la tipologia dei solai, la loro posizione ed orditura. Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito, purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico.

Il carico uniformemente distribuito ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza delle partizioni (NTC 18 §3.1.3.1).

Divisorio interno TIPO 1 AULA/AULA/CORRIDOIO			kg/m ²			
Lastra in gesso rinforzata duragyp 13 activair 12.5 mm			12.3			
Lastra in gesso rivestito wallboard 12.5 mm			9.2			
Isolante in lana di vetro (11.5 kg/m ³ - 70 mm)			1			
Struttura interna in montanti e traversi in acciaio 6/10 mm, interasse 600 mm (75 mm)			5.6			
Lastra in gesso rivestito wallboard 12.5 mm			9.2			
Lastra in gesso rinforzata duragyp 13 activair 12.5 mm			12.3			
Sovraccarico/tolleranze di posa + 15% + arrotondamento per eccesso			57.04			
<i>UFFICI</i>						
P0			3.76	2.14		1.2

I carichi sul solaio di un medesimo piano sono differenziati e suddivisi in tre zone: uffici, corridoio, servizi igienici. Di seguito si riporta l'analisi dei carichi effettuata per ciascuna zona individuata e si precisano i criteri di assegnazione del carico.

Solaio di base

1) SOLAIO DI BASE	
	UFFICI
Gres porcellanato + collante (10+5 mm - 45x45)	27.8
Massetto cementizio radiante 2000 kg/m ³ (45+10 mm)	110
Pannello radiante in EPS (20+10 mm)	1
Isolamento termico in XPS (80 mm)	2.8
Telo antiradon (0.2 mm)	5
Incidenza tramezzi	122.32
	totale
Sovraccarico/tolleranze di posa + 15% + arrotondamento per eccesso	291.0

CORRIDOIO	
Gres porcellanato + collante (10+5 mm - 45x45)	27.8
Massetto cementizio radiante 2000 kg/m ³ (45+10 mm)	110
Pannello radiante in EPS (20+10 mm)	1
Isolamento termico in XPS (80 mm)	2.8
Telo antiradon (0.2 mm)	5
Incidenza tramezzi	122.32
	totale
Sovraccarico/tolleranze di posa + 15% + arrotondamento per eccesso	291.0

SERVIZI IGIENICI	
Gres porcellanato + collante (10+5 mm - 45x45)	27.8
Massetto cementizio portaimpianti 2000 kg/m ³ (85 mm)	170
Isolamento termico in XPS (80 mm)	2.8
Telo antiradon (0.2 mm)	5
Incidenza tramezzi	122.32
	totale
Sovraccarico/tolleranze di posa + 15% + arrotondamento per eccesso	359.0

A favore di sicurezza, è stato assegnato il carico di intensità maggiore su tutto il solaio di base:

$$G_{2,base} = 359 \rightarrow 360 \text{ kg/m}^2$$

Copertura

I carichi in copertura differiscono poco da zona a zona, per cui si riporta quello di intensità massima, considerato nel modello di calcolo:

2) COPERTURANON PRATICABILE	
Strato vegetale prato fiorito/terriccio+inerti/geotessuto/accumulo idrico/TNT protezione	137
Impermeabilizzazione in FPO/PVC (1.8 mm)	2.4
TNT di protezione e accumulo 2mm	0.3
Isolante termico in EPS 28 kg/m ³ pend. 15%	4.5
Isolante termico in EPS 28 kg/m ³ 50 mm	1.4
Freno al vapore in polipropilene SEPAFORTE 0.6 mm	0.15
	totale
Sovraccarico/tolleranze di posa + 15% + arrotondamento per eccesso	168.0
CARICHI AGGIUNTIVI	
	carico [kg/m ²]
Quadrotti 60x60 Gyproc Gyptone point 9.5 mm	12
Impianti a soffitto (MEC/ELE/ILL)	20
Recuperatore	100
	totale
	132.0

Anche in questo caso, sulla copertura viene applicato un carico uniforme di intensità pari al massimo ottenuto tra le varie zone individuate:

$$G_{2,cop} = 168 + 12 + 20 + 100 = 300 \text{ kg/m}^2$$

7.1.2.2 Elementi di chiusura verticale (strutturali e non strutturali)

Rivestimento esterno su struttura in XLam		kg/m ²
Rasatura cementizia silicea (1390kg/m ³ - 5 mm)		7.0
Cappotto in lana di roccia a doppia densità (78 kg/m ³ - 10 mm)		14.0
Collante cementizio (1390 kg/m ³ - 5 mm)		7.0
Isolante lana di vetro (30 kg/m ³ - 45 mm)		1.4
Struttura interna in montanti e traversi in acciaio 6/10 mm (interasse 600 mm - 50 mm)		3.5
Lastra in gesso rivestito wallboard (12.5 mm)		9.2
Lastra in gesso rinforzata duragyp 12 activair (12.5 mm)		12.3
		totale
Sovraccarico/tolleranze di posa + 15% + arrotondamento per eccesso		63.0

Tamponamento esterno non strutturale		kg/m ²
Rasatura cementizia silicea (1390 kg/m ³ - 5 mm)		7.0
Cappotto in lana di roccia a doppia densità (78 kg/m ³ - 180 mm)		14.0
Collante cementizio (1390 kg/m ³ - 5mm)		7.0
Lastra cementizia da esterni tipo aquaroc (12.5 mm)		13.7
Isolante in lana di vetro par gold (4+30 kg/m ³ - 100 mm)		3.0
Struttura interna in montanti e traversi in acciaio 6/10mm (interasse 600 mm - 100 mm)		7.5
Lastra in gesso rivestito wallboard (12.5 mm)		9.2
Isolante in lana di vetro (30 kg/m ³ - 45 mm)		1.4
Struttura interna in montanti e traversi in acciaio 6/10 mm (interasse 600 mm - 50 mm)		3.5
Lastra in gesso rivestito wallboard (12.5 mm)		9.2
Lastra in gesso rivestito duragyp 12 activair (12.5 mm)		12.3
		totale
Sovraccarico/tolleranze di posa + 15% + arrotondamento per eccesso		102.0

7.1.2.3 Protezione incendio

Il peso delle lastre di placcaggio delle pareti è stato assegnato come massa per unità di superficie al variare dello spessore; sulle pareti esterne, essendo applicata solo da un lato, il valore della massa assegnata è pari alla metà. Forfettariamente e a favore di sicurezza è stato considerato che tutte le pareti sono placcate con lastra di spessore 20 mm, disposte su entrambi i lati per le pareti interne e su un solo lato per le pareti esterne:

$$G_{2,protez.incendio} = 18 \text{ kg/m}^2 \quad \text{per singola lastra;}$$

$$G_{2,protez.incendio} = 36 \text{ kg/m}^2 \quad \text{lastra doppia.}$$

7.1.3 Carichi variabili (§3.1.4 NTC)

Ambiente	Categoria	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
aule	C1	3.0	3.0
scale comuni, corridoio	-	4.0	4.0
palestra	C4	5.0	5.0
tribune, gradinate	C5	5.0	5.0
locali tecnici	E2	2.0	5.0
coperture (sola manutenzione)	H	0.5	1.2

7.1.4 Azione del vento

La pressione del vento calcolata secondo il DM del 17/01/18 in funzione dell'altezza al suolo z risulta data dalla seguente espressione:

$$p(z) = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento pari a $0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$

v_b è la velocità di riferimento del vento pari a:

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione funzione della categoria di esposizione del sito e del coefficiente di tipografia c_t pari a:

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

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

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La velocità di riferimento v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite categorie di esposizione;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

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

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0.37
a_s (altitudine sul livello del mare [m])	25		
T_R (Tempo di ritorno)	100		
$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$ $c_a = 1 + k_s((a_s/a_0) - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ anni)	27.000		
c_r (T_R)	1.03924		
v_b (T_R) = $v_b \cdot c_r$ [m/s]	28.059		



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	492.08
--------------	--------

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

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

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		750m		500m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

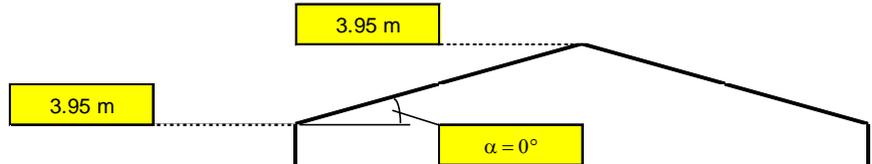
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	C	25

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

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

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

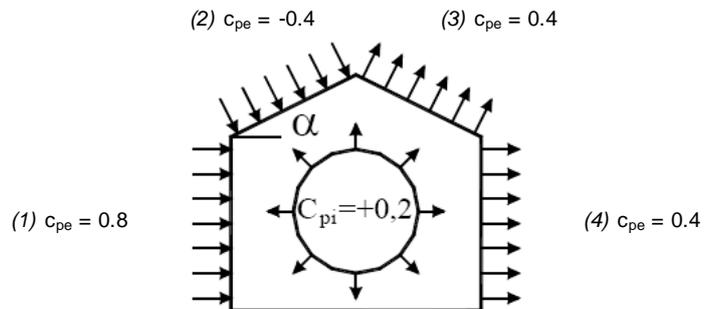
z [m]	c _e
z ≤ 5	1.708
z = 3.95	1.708
z = 3.95	1.708



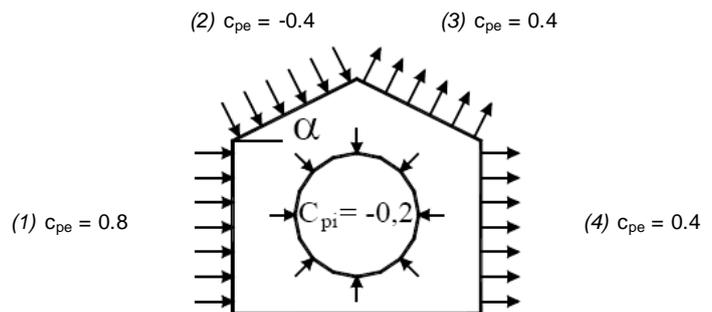
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.504
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0.60	-0.504
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.504
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.504

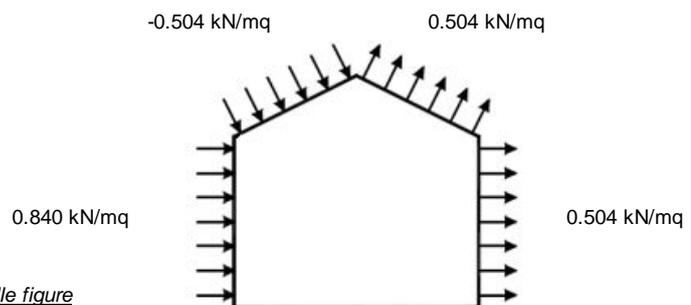


(1)	c _p	p [kN/mq]
	1.00	0.840
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0.20	-0.168
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0.20	0.168
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0.20	0.168



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.840
(2)	-0.504
(3)	0.504
(4)	0.504



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

7.1.5 Azione della neve

Il carico neve sulla copertura viene valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Sulla copertura del fabbricato posta a quota superiore è stato considerato agente il carico neve così valutato:

carico neve al suolo per Firenze (Zona II):

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s < 200 \text{ m};$$

coefficiente di forma per la copertura:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ per copertura con } \alpha = 0^\circ;$$

coefficiente di esposizione:

$$C_E = 1,0 \text{ per classe di topografia normale};$$

coefficiente termico:

$$C_t = 1,0$$

Il carico neve sulla copertura vale:

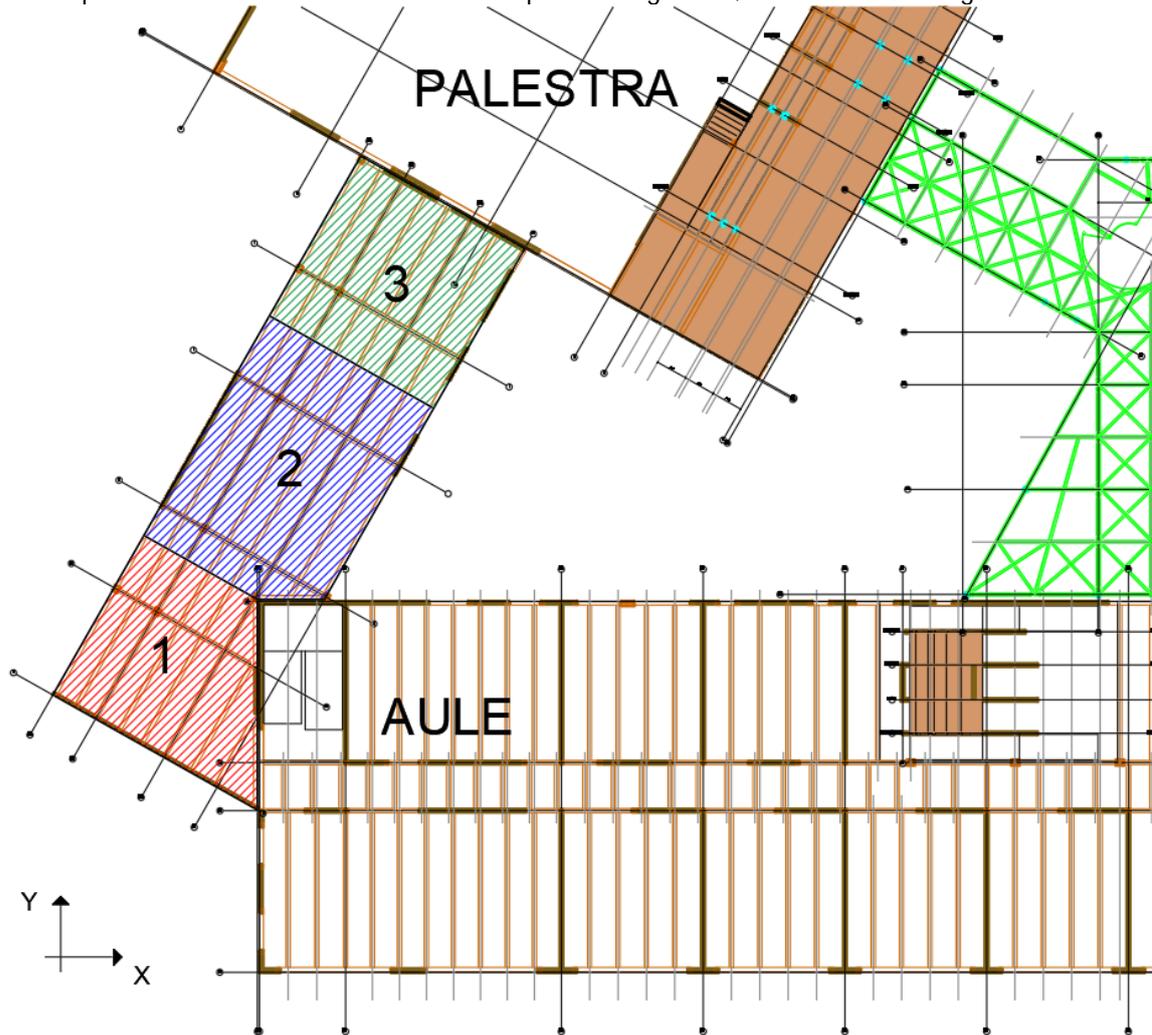
$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,80 \text{ kN/m}^2;$$

Le NTC stabiliscono che in presenza di coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte sulla copertura a quota inferiore si devono considerare gli effetti dei possibili accumuli causati dall'azione combinata di:

- scivolamento della neve dalla copertura posta a quota superiore
- deposito della neve nella zona di "ombra aerodinamica"

Il blocco uffici è soggetto all'accumulo della neve per effetto del fabbricato scuola, su due lati, e per effetto dell'adiacenza della palestra.

Si individuano pertanto tre zone di accumulo sulla copertura degli uffici, come indicato in figura:



1)

b_1 [m]	71
b_2 [m]	9.8
h [m]	5.6
α [°]	0

l_s [m]	11.2
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

μ_s	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

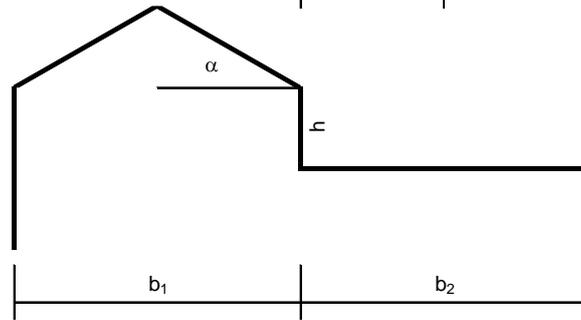
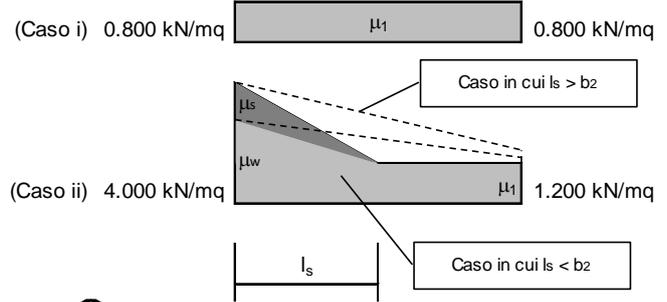
$(b_1 + b_2) / 2h$	7.214
$\gamma h / q_{sk}$	11.200
μ_w	4.000

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

μ_2	4.000
---------	-------

N.B. scegliere il caso corretto di carico

l_s	>	b_2
-------	---	-------



2)

b_1 [m]	18.45
b_2 [m]	17
h [m]	5.6
α [°]	7.5

l_s [m]	11.2
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

μ_s	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

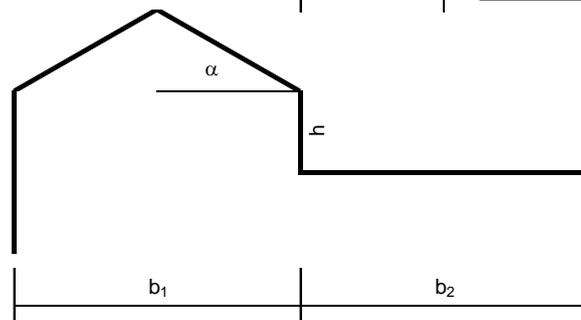
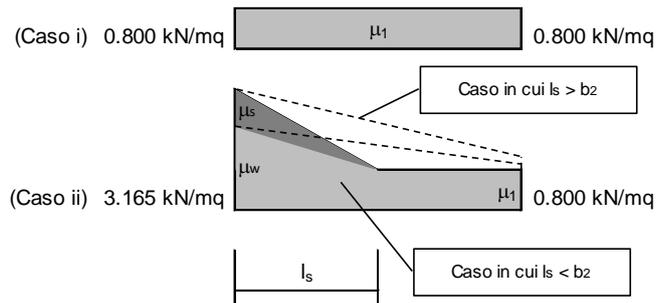
$(b_1 + b_2) / 2h$	3.165
$\gamma h / q_{sk}$	11.200
μ_w	3.165

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

μ_2	3.165
---------	-------

N.B. scegliere il caso corretto di carico

l_s	<	b_2
-------	---	-------



3)

b_1 [m]	32.6
b_2 [m]	31
h [m]	5.6
α [°]	0

l_s [m]	11.2
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

μ_s	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

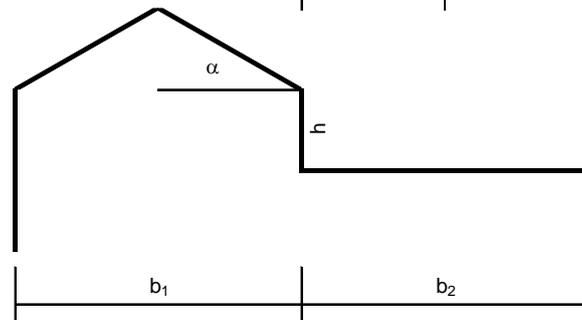
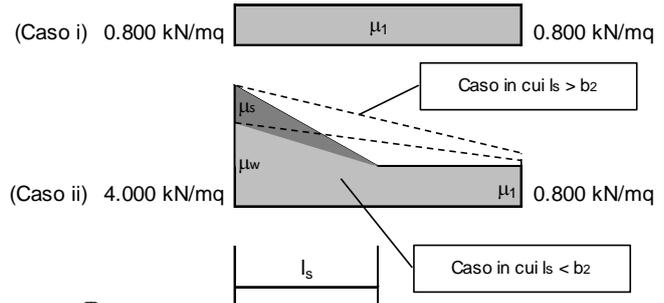
$(b_1 + b_2) / 2h$	5.679
$\gamma h / q_{sk}$	11.200
μ_w	4.000

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

μ_2	4.000
---------	-------

N.B. scegliere il caso corretto di carico

l_s	<	b_2
-------	---	-------



7.1.6 Azione della temperatura

Il problema della dilatazione termica è meno ampio con la struttura in legno rispetto agli altri materiali in quanto, essendo il legno un materiale igroscopico, è soggetto a rigonfiamenti a seguito dell'aumento di umidità. L'innalzamento della temperatura provoca in genere una diminuzione dell'umidità, cui sono associati ritiri che "mascherano" largamente le dilatazioni. Inoltre una struttura composta da pannelli XLAM è per definizione sempre interrotta ad ogni giunto fra due pannelli, dove un minimo di gioco per questo tipo di deformazioni è sempre disponibile - anche in presenza di un collegamento meccanico molto performante. Tuttavia, si assegna una variazione di temperatura di $\pm 15^\circ\text{C}$ sulla struttura in legno.

7.1.7 Azioni sismiche (§3.2.3 NTC)

L'azione sismica sulla struttura in esame è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, considerate tra loro indipendenti.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria C quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nella Tabella 6, nel periodo di riferimento V_R definito in 4.1.

Tabella 5 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Nel caso specifico essendo (*coordinate geografiche*):

Latitudine del sito: 43.7164 deg
 Longitudine del sito: 10.9317 deg
 Classe d'uso: III
 Vita nominale, V_N : 50 anni
 Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_U : 1,5
 Periodo di riferimento, $V_R = V_N \times C_U$: 75 anni
 si ha:

Tabella 6 – Parametri di pericolosità sismica del sito

spettro di domanda						
	PVR	TR [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]	$PGA_d = S \cdot a_g$ [g]
SLO	0.68800002	64	0.05801718	2.597044818	0.2661886	0.087025775
SLD	0.55830002	92	0.06617558	2.588243434	0.2714821	0.099263376
SLV	0.0983	725	0.14269251	2.453186678	0.2904222	0.212607442
SLC	0.0496	1474	0.18039526	2.423637115	0.2958441	0.259349288

S_s	C_c	S_t	$S = S_s \cdot S_t$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
1.5	1.625088	1	1.500	0.1441933	0.4325798	1.8320687
1.5	1.614562	1	1.500	0.1461082	0.4383247	1.8647023
1.49	1.579027	1	1.490	0.1528615	0.4585844	2.1707700
1.44	1.569418	1	1.438	0.1547677	0.4643030	2.3215810

dove:

- T_r periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento P_{VR} (definita in Tabella 6) nel periodo V_r definito in 4.1;
- a_g accelerazione orizzontale massima al sito normalizzata all'accelerazione g ;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

7.1.7.1 Definizione dello spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettrale normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Per la definizione dello spettro si è assunto:

Caratteristiche del sito:

categoria suolo: C

pianeggiante: T1

da cui si ha:

$S_s = 1,49$ per lo SLV;

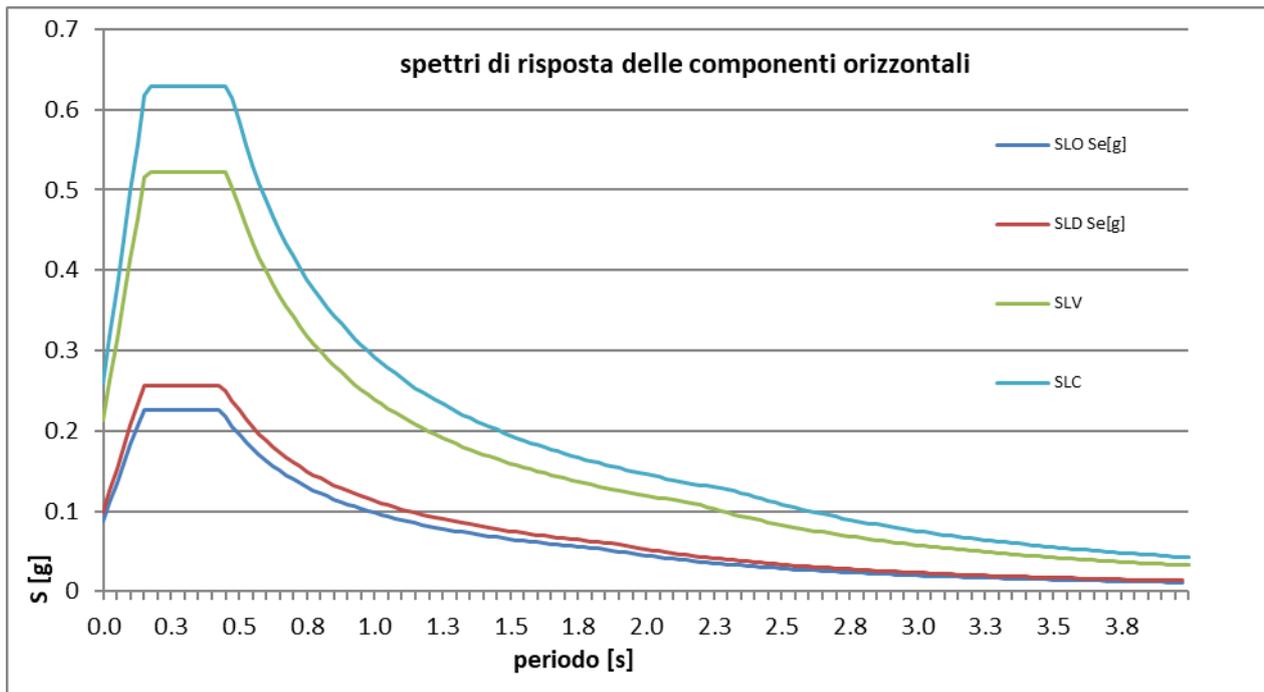
$S_t = 1$;

$S = S_s \cdot S_t = 1.49$;

$C_c = 1.579$ per lo SLV.

Nel seguito si riportano sotto forma di grafici i valori degli spettri elastici in termini di accelerazione, corrispondenti

agli stati limite considerati.



7.1.7.2 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

7.1.7.3 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

7.2 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella 8 che segue:

Tabella 7 – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	G1	Peso proprio della struttura
2	G2	Carichi permanenti portati dai solai, orizzontamenti, scale, tamponamenti, infissi
3	G2 (cappotto)	Carichi permanenti portati delle superfici di rivestimento delle pareti
4	G2 (frangisole)	Carichi permanenti portati del sistema di schermatura solare
5	G2 (protezione incendio)	Carichi permanenti portati delle pareti di protezione contro l'incendio
6	G2 (ascensore)	Carichi permanenti portati della cabina ascensore (fornito dal produttore)
7	Q (cat.C1)	Carico d'esercizio per categoria C1
8	Q (cat.C5)	Carico d'esercizio per categoria C5
9	Q (ascensore)	Carico d'esercizio ascensore (fornito dal produttore)
10	Q (cop)	Carico d'esercizio di manutenzione per cat. H1
11	Q (vie esodo)	Carico d'esercizio per le vie di esodo
12	Neve	Neve sulla copertura
13	Vento +X	Azione del vento in direzione +X
14	Vento +Y	Azione del vento in direzione +Y
15	Vento -X	Azione del vento in direzione -X
16	Vento -Y	Azione del vento in direzione -Y
17	Delta T	Variazione termica stagionale
18	Mt,x (SLV)	Eccentricità accidentale e_y per azione sismica E_x SLV
19	Mt,y (SLV)	Eccentricità accidentale e_x per azione sismica E_y SLV
20	Mt,x (SLD)	Eccentricità accidentale e_y per azione sismica E_x SLD
21	Mt,y (SLD)	Eccentricità accidentale e_x per azione sismica E_y SLD
22	Mt,x (SLO)	Eccentricità accidentale e_y per azione sismica E_x SLO
23	Mt,y (SLO)	Eccentricità accidentale e_x per azione sismica E_y SLO
24	E_x (SLV)	Azione sismica in direzione longitudinale allo SLV
25	E_y (SLV)	Azione sismica in direzione trasversale allo SLV
26	E_x (SLD)	Azione sismica in direzione longitudinale allo SLD
27	E_y (SLD)	Azione sismica in direzione trasversale allo SLD
28	E_x (SLO)	Azione sismica in direzione longitudinale allo SLO
29	E_y (SLO)	Azione sismica in direzione trasversale allo SLO

NOTA: Per la struttura in esame i casi elementari carico 4) G2 (frangisole), 6) G2 (ascensore), 8) Q (cat. C5), 9) Q (ascensore), 11) Q (vie di esodo) non sono pertinenti.

7.3 COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 17.01.2018, essendo:

G_1	il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
G_2	il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
P	il valore caratteristico della forza di precompressione;
E	il valore caratteristico dell'azione sismica;
Q_{k1k}	il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

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

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

SLE stati limite di esercizio (in assenza di sisma)

Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

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

SL in presenza di azioni sismiche

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

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

SL in presenza di azioni eccezionali

Combinazione eccezionale impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 2.5.I – NTC 2018]

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{ij}	ψ_{2j}
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Neve – $a_s < 1000$ m s.l.m.	0,5	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{ij}	Ψ_{2j}
Vento	0,6	0,2	0,0

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU [Tab. 2.6.I - NTC 2018]

		Coefficient e γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti G_1	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2	favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

La tabella soprastante fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) verranno eseguite secondo l'Approccio 2.

Nell'Approccio 1 si impiegano due combinazioni dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Combinazione 1: (A1+M1+R1);

Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Nell'Approccio 2 si impiega una combinazione di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Combinazione Approccio 2: (A1+M1+R3)

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nei rispettivi paragrafi.

Le combinazioni delle condizioni elementari di carico utilizzate per la definizione degli scenari possibili allo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti.

Tabella 8 - Combinazioni delle condizioni elementari in assenza di sisma (Stato Limite Ultimo)

	SLE-QP	SLU-PE	SLU-LD	SLU-MD-01	SLU-MD-02	SLU-MD-03	SLU-MD-04	SLU-MD-05	SLU-MD-06	SLU-MD-07	SLU-MD-08	SLU-MD-09	SLU-MD-10
G1	1	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
G2	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (cappotto)	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (frangisole)	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (protezione incendio)	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (ascensore)	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Q (cat.C1)	0.6		0.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Q (cat.C5)	0.6		0.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Q (ascensore)	0.6		0.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Q (cop)				1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Q (vie esodo)	0.6		0.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Neve				0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Vento +X				0.9				0.9					
Vento +Y					0.9				0.9				
Vento -X						0.9				0.9			
Vento -Y							0.9				0.9		
Delta T				0.9	0.9	0.9	0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	0.9	-0.9

	SLU-BD-1	SLU-BD-2	SLU-BD-3	SLU-BD-4	SLU-BD-5	SLU-BD-6	SLU-BD-7	SLU-BD-8	SLU-BD-9	SLU-BD-10
G1	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
G2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (cappotto)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (frangisole)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (protezione incendio)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (ascensore)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Q (cat.C1)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Q (cat.C5)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Q (ascensore)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Q (cop)										
Q (vie esodo)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Neve	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.75	0.75	0.75	0.75
Vento +X	0.9						1.5			
Vento +Y		0.9						1.5		
Vento -X			0.9						1.5	
Vento -Y				0.9						1.5
Delta T	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

	SLU-BD-11	SLU-BD-12	SLU-BD-13	SLU-BD-14	SLU-MD-11	SLU-MD-12	SLU-MD-13	SLU-MD-14	SLU-MD-15	SLU-MD-16	SLU-MD-17	SLU-MD-18
G1	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
G2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (cappotto)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (frangisole)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (protezione incendio)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2 (ascensore)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Q (cat.C1)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Q (cat.C5)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Q (ascensore)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Q (cop)												
Q (vie esodo)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Neve	0.75	0.75	0.75	0.75					0.75	0.75	0.75	0.75
Vento +X	1.5				0.9				0.9			
Vento +Y		1.5				0.9				0.9		
Vento -X			1.5				0.9				0.9	
Vento -Y				1.5				0.9				0.9
Delta T	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	-1.5	-1.5	-1.5	-1.5

8 METODI DI ANALISI

8.1 ANALISI IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

8.2 ANALISI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Gli effetti sismici sono stati valutati convenzionalmente mediante un'analisi dinamica lineare della struttura considerata in campo elastico lineare.

Per sistemi non dissipativi (Stati Limite di Esercizio) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario.

Per i sistemi dissipativi (Stati Limite Ultimi) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità.

Lo spettro di risposta fornisce la massima risposta, in termini di accelerazione, per l'oscillatore semplice caratterizzato dal valore del periodo naturale e dello smorzamento. In questo modo la risposta della struttura è fornita dalla risposta dell'oscillatore semplice corrispondente alla forma modale principale. In seguito viene esplicitata l'applicabilità del metodo statico.

8.2.1 Regolarità strutturale dell'edificio (§7.2.2 NTC)

8.2.1.1 Regolarità in pianta

Tabella 9 - Regolarità in pianta

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
a) Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.	Dall'analisi delle forme modali emerge una distribuzione di rigidezza simmetrica dal momento che le prime due forme modali sono di tipo traslazionale nelle due direzioni.	VERIFICATO
b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4.	$30.80/9.40=3.27$	VERIFICATO
c) Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza.	In pianta sono presenti due rientri che si possono con inclinazioni differenti rispetto alle dimensioni del rettangolo di riferimento. In confronto ad esso si ha: 1) $3.30/9.40=35.1\%$ 2) $10.50/30.80=34.1\%$	NON VERIFICATO
d) Solai infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali.	Il solaio di copertura in X-Lam non possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, pertanto sono stati modellati con la loro effettiva rigidezza.	NON VERIFICATO
NON REGOLARE IN PIANTA		

8.2.1.2 Regolarità in altezza

La struttura è costituita da un unico piano fuori terra.

8.2.2 Fattore di comportamento e classe di duttilità (§7.7.3 NTC)

Il valore del fattore di comportamento q utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

Data la recente diffusione del sistema costruttivo a "pannelli portanti a strati incrociati" i riferimenti normativi presenti nel DM 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e nelle norme tecniche di riferimento e supporto per la progettazione (CNR/DT 206/2007 e Eurocodici 5 e 8) sono mancanti.

Non fanno eccezione le prescrizioni per la progettazione in zona sismica contenute nel paragrafo 7.7, all'interno del Capitolo 7 "Progettazioni per azioni sismiche", che definisce le regole aggiuntive per la progettazione delle strutture di legno nei confronti delle azioni sismiche. Il paragrafo definisce le tipologie strutturali ammesse in zona sismica ed i corrispondenti valori del fattore di comportamento q , dividendo, come per gli altri materiali, le tipologie strutturali ammesse in due classi di duttilità, le strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica (Classe B e valori di q compresi fra 2 e 2.5) e le strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica (Classe A e valori di q compresi fra 3 e 5).

Tra le tipologie strutturali citate, la più vicina come descrizione al sistema a:

"pannelli portanti a strati incrociati utilizzata in questo progetto ed il sistema a pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni, per i quali si adotta il fattore di struttura $q_0 = 2$."

Tab. 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

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_w/α_1	3,0 α_w/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 α_w/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_w/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_w/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
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 tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_0/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

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

Fattore di struttura utilizzato per i fabbricati in legno
$q = q_0 \cdot K_R = 2 \cdot 1 = 2$

8.2.3 Masse strutturali

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

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

G_k sono i carichi permanenti

Q_k sono i carichi accidentali

ψ_{2i} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che dà il valore quasi permanente. I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nei paragrafi successivi.

Le masse dovute ai diversi carichi presenti sulla struttura vengono calcolate in maniera immediata dividendo i valori delle forze gravitazionali per l'accelerazione di gravità. Le masse così calcolate vengono riportate dagli elementi ai nodi interessati in modo automatico, dal codice di calcolo, tenendo conto delle lunghezze o delle superfici di influenza che interessano i vari nodi (esempio: nel caso di asta con carico e quindi massa distribuita uniformemente, ai due nodi interessati si applica la massa totale gravante sull'asta divisa per due).

8.2.4 Effetti torsionali

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Gli effetti torsionali accidentali dell'eccentricità dell'azione sismica si calcolano applicando ad ogni piano un momento torcente fornito dalle seguenti relazioni:

$$M_{t,Ex} = E_x e_y = S_e (T_{1,x}) W e_y$$

$$M_{t,Ey} = E_y e_x = S_e (T_{1,y}) W e_x$$

Dove le forze di piano E_i sono state valutate attraverso una analisi statica equivalente, e le eccentricità risultano:

$$e_x = 0,05 \cdot L_x; \quad e_y = 0,05 \cdot L_y.$$

Otteniamo le seguenti coppie di piano:

UFFICI						Per piano	
Impalcati	M_i [t]	var M [%]	Z_i [m]	$M_i \times Z_i$	γ_i	$F_{hx,i}$ [kN]	$F_{hy,i}$ [kN]
P0	152.3	-	4.05	616.8	1.000	779.3	704.0

	SLV		SLD		SLO	
q	F _{hx,i} [kN]	F _{hy,i} [kN]	F _{hx,i} [kN]	F _{hy,i} [kN]	F _{hx,i} [kN]	F _{hy,i} [kN]
2	389.63	351.99	383.85	331.46	337.67	287.76

			Momenti torcenti [kNm]						
L _{x,i}	L _{y,i}	ecc. acc. 5%L [m]		SLV		SLD		SLO	
[m]	[m]	ex [m]	ey [m]	M _{tEx}	M _{tEy}	M _{tEx}	M _{tEy}	M _{tEx}	M _{tEy}
30.80	9.40	1.54	0.47	183.1	542.1	180.4	510.4	158.7	443.1

8.2.5 Analisi lineare

Gli effetti sismici sono stati valutati convenzionalmente mediante un'analisi della struttura considerata in campo elastico lineare.

Per sistemi non dissipativi (Stati Limite di Esercizio) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario.

Per i sistemi dissipativi (Stati Limite Ultimi) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (vedi paragrafo successivo).

La rigidità della struttura in legno e dei collegamenti degli elementi strutturali in legno è stata assunta pari a quella per le azioni istantanee ($k_{mod} = 1$) e, per quanto riguarda la rigidità dei collegamenti, è stata assunta la rigidità allo stato limite di esercizio (k_{ser}) al fine di ottenere una struttura complessivamente più rigida, che si traduce in un periodo fondamentale più basso e di conseguenza un valore dell'accelerazione spettrale più alto. Lo spettro di risposta fornisce la massima risposta, in termini di accelerazione, per l'oscillatore semplice caratterizzato dal valore del periodo naturale e dello smorzamento. In questo modo la risposta della struttura è fornita dalla combinazione delle risposte degli n oscillatori semplici (forme modali) che ne descrivono in maniera compiuta il comportamento dinamico

8.2.6 Analisi dinamica lineare (risposta in frequenza)

L'analisi modale è stata condotta utilizzando un modello di struttura che ne rappresenta l'articolazione piano-altimetrica ed ha tenuto conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale.

Per ciascuna direzione di eccitazione (orizzontale X , orizzontale Y), la generica componente di risposta sismica E_i è stata combinata al fine di ottenere le sollecitazioni e gli spostamenti massimi complessivi utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = (\sum_i \sum_j \mu_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

dove:

E è il valore della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo i ;

E_j è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo j ;

μ_{ij} è il coefficiente di correlazione fra il modo i e il modo j .

8.2.7 Non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;

d_r spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente

sottostante;

V forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Incidenza effetti del II ordine								
	$\Delta d_{i,x}$	h_i	$V_{tot,i}$	$N_{tot,i}$	$\theta_{i,x}$	$\Delta d_{i,y}$	$V_{tot,i}$	$\theta_{i,y}$
IMP 0	0.0291	4.05	405.0	1553	0.0276	0.0375	365.9	0.0393

Valutazione degli spostamenti allo SLV (par. 7.3.3.3 NTC)						
d_{Ee}	μ_d		$d_{Ee,x}$ [m]	$\Delta d_{i,x}$	$d_{Ee,y}$ [m]	$\Delta d_{Ee,y}$ [m]
	2.155	IMP 0	0.0135	0.013518	0.018765	0.01877

Per ogni direzione considerata il coefficiente $\theta < 0,1$, pertanto non è necessario prendere in considerazione le non linearità geometriche.

8.2.8 Risposte alle diverse componenti dell'azione sismica

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$- 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y;$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale non verrà tenuta in conto non risultando essere un'azione che produce effetti considerevoli per il manufatto in esame (§ 7.2.1 NTC 2018).

Le sollecitazioni così ottenute sono quelle che vengono considerate nella combinazione con le sollecitazioni derivanti dalle altre condizioni elementari di carico ai fini delle verifiche di resistenza.

8.2.9 Combinazioni di carico in presenza di azioni sismiche

Per la considerazione degli effetti dell'azione sismica sulla struttura sono state introdotte ulteriori sei condizioni di carico elementare corrispondenti ai momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale delle masse di impalcato rispettivamente per la condizione di SLV, SLD e SLO.

Per effetto di tale eccentricità il centro di massa può assumere quattro differenti posizioni combinando i valori $\pm e_x \pm e_y$, portando a considerare 32 differenti combinazioni sismiche per ognuno dei tre SL considerati, per un totale di 96 combinazioni di carico sismiche. Inoltre, poiché sono stati presi in considerazione gli effetti associati alla componente verticale dall'azione sismica, sono state aggiunte altre 8 combinazioni per lo stato limite di Salvaguardia della vita (SLV).

Di seguito vengono quindi riportati i coefficienti utilizzati per lo stato limite di Salvaguardia della vita (SLV), e lo stato limite di Operatività (SLO).

Tabella 10 - Combinazioni delle condizioni elementari di carico in presenza di sisma

	SLV-01	SLV-02	SLV-03	SLV-04	SLV-05	SLV-06	SLV-07	SLV-08	SLV-09	SLV-10	SLV-11	SLV-12	SLV-13	SLV-14	SLV-15	SLV-16
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (cappotto)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (frangisole)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (protezione incendio)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (ascensore)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q (cat.C1)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cat.C5)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (ascensore)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cop)																
Q (vie esodo)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Neve																
Vento +X																
Vento +Y																
Vento -X																
Vento -Y																
Delta T																
Mt,x (SLV)	-1	-1	1	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3
Mt,y (SLV)	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1
Mt,x (SLD)																
Mt,y (SLD)																
Mt,x (SLO)																
Mt,y (SLO)																
Ex SLVh.	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ey SLVh.	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
Ex SLD h.																
Ey SLD h.																
Ex SLO h.																
Ey SLO h.																
	SLV-17	SLV-18	SLV-19	SLV-20	SLV-21	SLV-22	SLV-23	SLV-24	SLV-25	SLV-26	SLV-27	SLV-28	SLV-29	SLV-30	SLV-31	SLV-32
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (cappotto)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (frangisole)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (protezione incendio)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (ascensore)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q (cat.C1)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cat.C5)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (ascensore)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cop)																
Q (vie esodo)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Neve																
Vento +X																
Vento +Y																
Vento -X																
Vento -Y																
Delta T																
Mt,x (SLV)	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Mt,y (SLV)	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
Mt,x (SLD)																
Mt,y (SLD)																
Mt,x (SLO)																
Mt,y (SLO)																
Ex SLVh.	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ey SLVh.	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
Ex SLD h.																
Ey SLD h.																
Ex SLO h.																
Ey SLO h.																

	SLD-01	SLD-02	SLD-03	SLD-04	SLD-05	SLD-06	SLD-07	SLD-08	SLD-09	SLD-10	SLD-11	SLD-12	SLD-13	SLD-14	SLD-15	SLD-16
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (cappotto)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (frangisole)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (protezione incendio)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (ascensore)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q (cat.C1)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cat.C5)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (ascensore)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cop)																
Q (vie esodo)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Neve																
Vento +X																
Vento +Y																
Vento -X																
Vento -Y																
Delta T																
Mt,x (SLV)																
Mt,y (SLV)																
Mt,x (SLD)	-1	-1	1	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3
Mt,y (SLD)	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1
Mt,x (SLO)																
Mt,y (SLO)																
Ex SLVh.																
Ey SLVh.																
Ex SLD h.	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ey SLD h.	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
Ex SLO h.																
Ey SLO h.																
	SLD-17	SLD-18	SLD-19	SLD-20	SLD-21	SLD-22	SLD-23	SLD-24	SLD-25	SLD-26	SLD-27	SLD-28	SLD-29	SLD-30	SLD-31	SLD-32
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (cappotto)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (frangisole)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (protezione incendio)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (ascensore)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q (cat.C1)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cat.C5)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (ascensore)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cop)																
Q (vie esodo)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Neve																
Vento +X																
Vento +Y																
Vento -X																
Vento -Y																
Delta T																
Mt,x (SLV)																
Mt,y (SLV)																
Mt,x (SLD)	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Mt,y (SLD)	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
Mt,x (SLO)																
Mt,y (SLO)																
Ex SLVh.																
Ey SLVh.																
Ex SLD h.	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ey SLD h.	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
Ex SLO h.																
Ey SLO h.																

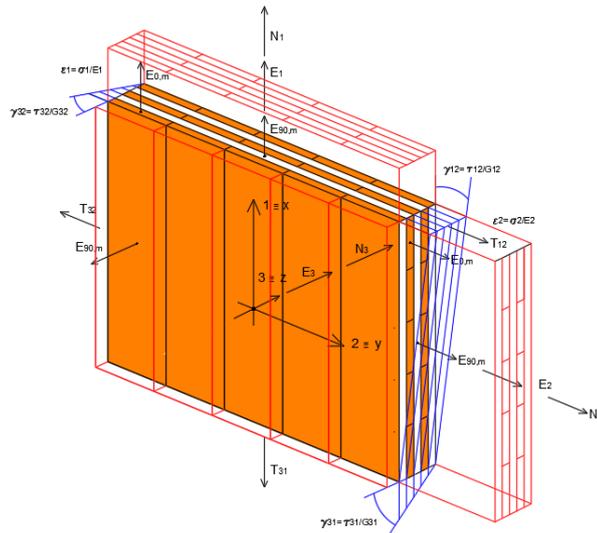
	SLO-01	SLO-02	SLO-03	SLO-04	SLO-05	SLO-06	SLO-07	SLO-08	SLO-09	SLO-10	SLO-11	SLO-12	SLO-13	SLO-14	SLO-15	SLO-16
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (cappotto)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (frangisole)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (protezione incendio)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (ascensore)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q (cat.C1)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cat.C5)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (ascensore)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cop)																
Q (vie esodo)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Neve																
Vento +X																
Vento +Y																
Vento -X																
Vento -Y																
Delta T																
Mt,x (SLV)																
Mt,y (SLV)																
Mt,x (SLD)																
Mt,y (SLD)																
Mt,x (SLO)	-1	-1	1	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3
Mt,y (SLO)	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1
Ex SLVh.																
Ey SLVh.																
Ex SLD h.																
Ey SLD h.																
Ex SLO h.	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ey SLO h.	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
	SLO-17	SLO-18	SLO-19	SLO-20	SLO-21	SLO-22	SLO-23	SLO-24	SLO-25	SLO-26	SLO-27	SLO-28	SLO-29	SLO-30	SLO-31	SLO-32
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (cappotto)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (frangisole)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (protezione incendio)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 (ascensore)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q (cat.C1)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cat.C5)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (ascensore)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Q (cop)																
Q (vie esodo)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Neve																
Vento +X																
Vento +Y																
Vento -X																
Vento -Y																
Delta T																
Mt,x (SLV)																
Mt,y (SLV)																
Mt,x (SLD)																
Mt,y (SLD)																
Mt,x (SLO)	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Mt,y (SLO)	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	-1	1	1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
Ex SLVh.																
Ey SLVh.																
Ex SLD h.																
Ey SLD h.																
Ex SLO h.	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ey SLO h.	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1

9 MODELLAZIONE NUMERICA

9.1 MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO X-LAM

I pannelli in legno a strati incrociati sono stati modellati mediante elementi bidimensionali omogenei e ortotropi, ai quali è stato assegnato un differente modulo elastico nelle tre direzioni principali (nella direzione z dello spessore il modulo è quello $E_{90,mean}$ per sforzi ortogonali alla direzione della fibratura).

In particolare gli elementi parete sono orientati con l'asse di maggiore resistenza (x) secondo l'asse globale Z (direzione verticale), mentre gli elementi architrave sono disposti con la loro massima resistenza (x) nel piano orizzontale.



I moduli elastici per comportamento membranale sono determinati secondo le seguenti relazioni:

$$E_x = (\sum t_0 \cdot E_{0,mean} + \sum t_{90} \cdot E_{90,mean}) / (\sum t_1 + \sum t_2)$$

$$E_x = ((\sum t_{90} \cdot E_{0,mean} + \sum t_0 \cdot E_{90,mean}) / (2 \cdot t_1 + t_2))$$

$$E_z = E_{90,mean}$$

dove:

t_0 : spessore delle lamelle disposte secondo la direzione di massima resistenza del pannello (lamelle ad indice dispari);

t_{90} : spessore delle lamelle disposte secondo la direzione di minima resistenza del pannello (lamelle ad indice pari);

$E_{0,mean}$: modulo elastico medio parallelo alle fibre;

$E_{90,mean}$: modulo elastico medio ortogonale alle fibre.

Nel caso specifico i laminati utilizzati sono Xlam 5 strati sp. 110 (20/20/30/20/20), Xlam 5 strati sp. 120 (30/20/20/20/30), otteniamo:

Specifiche laminato	sp. [mm]	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	E_3 [MPa]
20/20/30/20/20	110	7135	4235	370
30/20/20/20/30	120	7457	3913	370

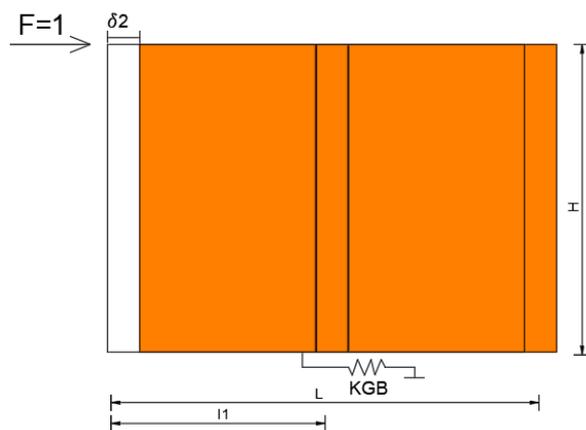
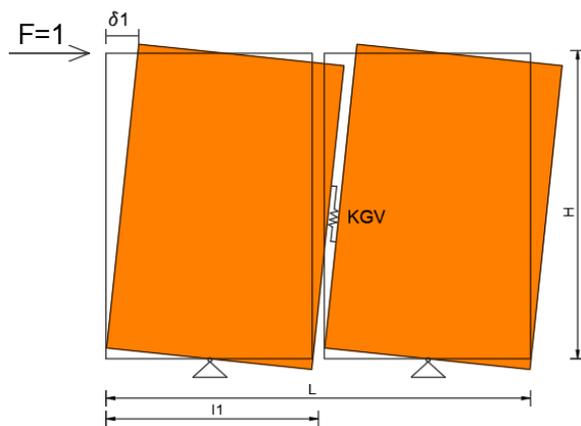
Al fine del calcolo delle azioni, la densità del legno C24 e GL 28h è stata assunta di 500 kg/m³ in ragione del fatto che la densità è dipendente dalla zona di provenienza dei legnami.

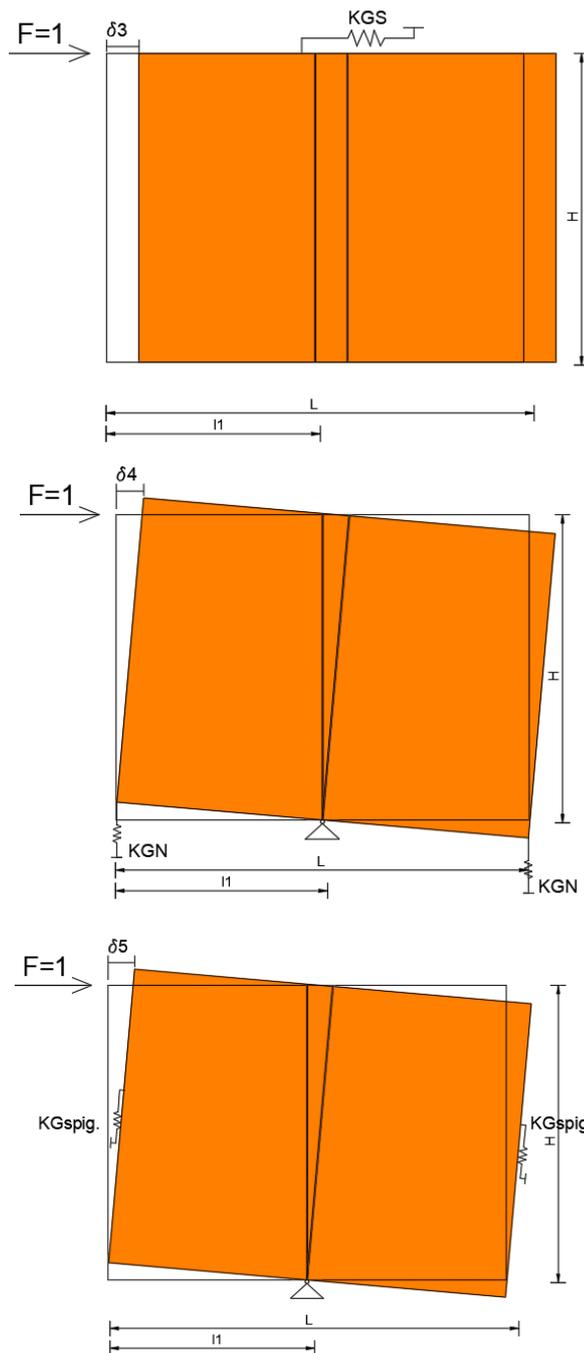
In conformità a quanto prescritto dalle Norme Tecniche §4.4.2 (NTC 2018) l'effettiva rigidità dei collegamenti è stata presa in conto mediante il calcolo di una rigidità equivalente nel piano della parete $G_{12,eq}$. Tale rigidità è stata determinata definendo un materiale fittizio che racchiuda in sé sia la deformabilità del materiale legno

che delle connessioni. A tal fine sono state considerate le rigidezze dei seguenti collegamenti:

- Collegamento verticale intermedio KG_{VI} ;
- Collegamento di base anti-scorrimento KG_B ;
- Collegamento di sommità parete-solaio KG_S ;
- Collegamento di base anti-ribaltamento KG_N ;
- Collegamento verticale di spigolo $KG_{V,spig}$;

per ogni rigidezza è stata quindi valutato lo spostamento orizzontale δ sotto l'effetto di un carico esplorativo unitario $F = 1$ kN. Di seguito sono riportati gli schemi statici adottati per la valutazione della cedevolezza dei vari collegamenti:





Uguagliando lo spostamento orizzontale dovuto al solo materiale legno equivalente a quello ottenuto sommando il contributo deformativo del materiale base legno a quello dei vari collegamenti, otteniamo il modulo di taglio equivalente $G_{12,eq}$ secondo la seguente relazione:

$$G_{12,eq} = \frac{1,2 \cdot H / (b \cdot L)}{\frac{1}{KG_B} + \frac{1}{KG_S} + \frac{2 \cdot H^2}{KG_{VI} \cdot L \cdot l1} + \frac{2 \cdot H^2}{L^2 \cdot KG_N}}$$

Il calcolo delle rigidzze dei collegamenti è stato determinato sulla base dell'effettiva geometria del collegamento (lunghezza del collegamento, passo dei connettori, disposizione dei connettori), e del tipo di connettore adottato (vite o chiodo) in conformità alla norma UNI EN 1995 1-1 §7, della quale è riportata la tabella 7.1 per la determinazione del modulo di scorrimento per ciascun mezzo d'unione:

Valori di K_{ser} per mezzi di unione e connettori in N/mm, nelle connessioni legno-legno e pannello a base di legno-legno

Tipo di mezzo di unione	K_{ser}
Spinotti Bulloni con o senza gioco ^{a)} Viti Chiodi (con preforatura)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Chiodi (senza preforatura)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Cambrette	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Connettori ad anello aperto di tipo A secondo EN 912 Connettori a tassello di tipo B secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Connettori a piastra dentata:	
- Connettori dei tipi da C1 a C9 secondo EN 912	$1,5 \rho_m d_c / 4$
- Connettori dei tipi C10 e C11 secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$

a) Si raccomanda che il gioco sia aggiunto separatamente alla deformazione.

I moduli di scorrimento k_{ser} indicati nella UNI EN 1995 1-1 (vedi tabella precedente) fanno riferimento a condizioni di Stato Limite di Esercizio (SLE), ed essendo questi superiori alle rigidità allo Stato Limite Ultimo (SLU) risulterà un modello di calcolo leggermente più rigido in condizioni di verifica sismica, con ordinate spettrali maggiori o uguali a quelle che competerebbero alla effettiva configurazione di SLU, a tutto vantaggio della sicurezza

Per i collegamenti di base con interfaccia cls-legno è stata trascurata la cedevolezza delle connessioni lato cls rispetto a quelle lato legno.

Per quanto riguarda la rigidità K_{GN} (anti ribaltamento) è stata considerata la rigidità in compressione dello spigolo della parete

La modellazione delle pareti è quindi realizzata con elementi bidimensionali ortotropi con mesh continua in corrispondenza degli spigoli, pertanto le caratteristiche della sollecitazione sono derivate per integrazione degli sforzi unitari nei plate in ciascuna delle sezioni riportate nell'immagine seguente:

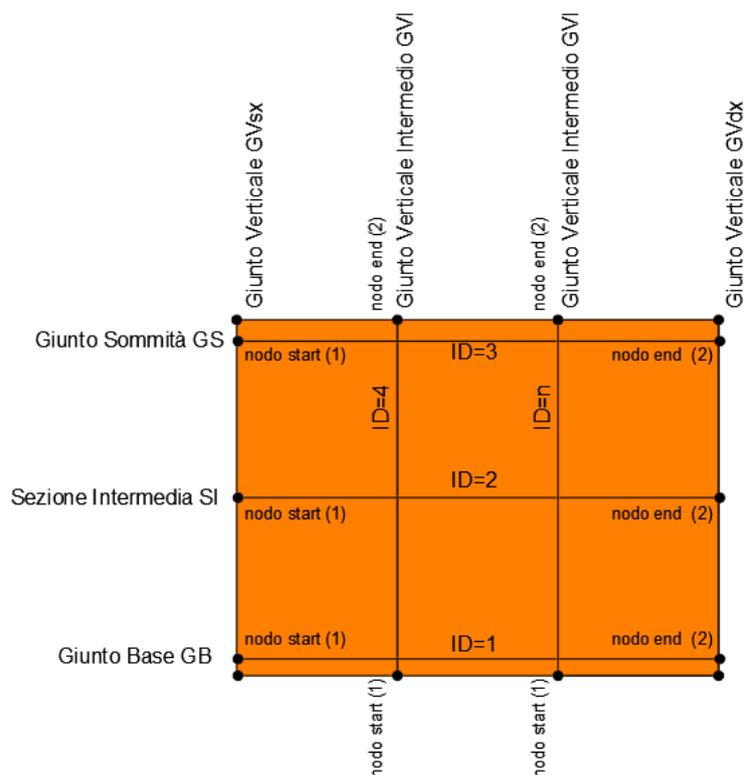


Figura 3 individuazione delle sezioni di verifica dei pannelli X-Lam

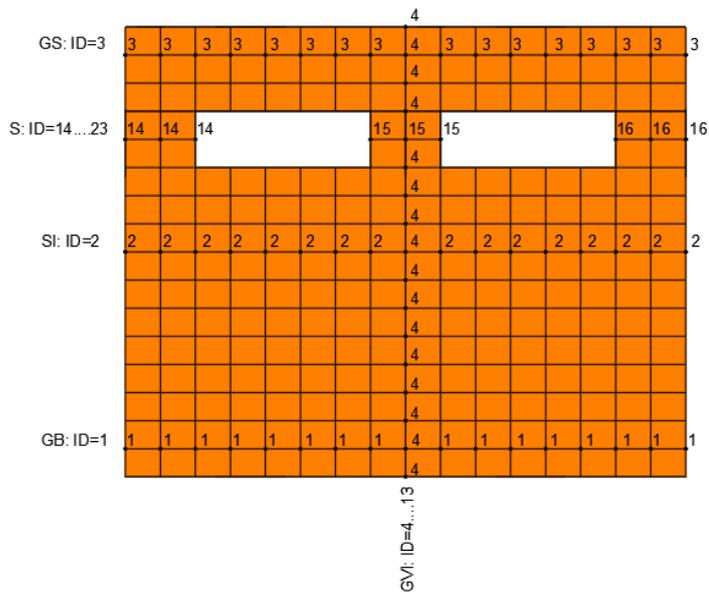


Figura 4 individuazione delle sezioni di verifica dei pannelli X-Lam con gli ID delle sezioni

Le sezioni nelle quali sono integrate le caratteristiche della sollecitazione (definite da un nodo start 1 e un nodo end 2) sono individuate da nomi e ID univoci secondo il seguente schema:

- Giunto di base GB ID=1;
- Sezione intermedia SI ID=2;
- Giunti di sommità GS ID=4;
- Giunto verticale intermedio GVI ID = $4 \div 13$;
- Giunto verticale di spigolo GVsx e GVdx.

Le sollecitazioni negli elementi di presidio al ribaltamento (hold-down) sono state invece ricavate integrando le sole sollecitazioni di trazione nel giunto GB.

I collegamenti delle pareti non sono comunque in grado di dare un vincolo apprezzabile alla flessione fuori piano dei pannelli che, pertanto, sono dotati di cerniere cilindriche alla base.

Nel modello di calcolo è stata trascurata la rigidità degli elementi sottofinestra che, pertanto, non sono stati modellati.

Di seguito sono riportate le rigidzze assunte per le varie pareti:

ID pannello/parete	dati meccanici del laminato							
	ρ_{legno} [kg/m ³]	E1 [Mpa]	E2 [Mpa]	E3 [Mpa]	G12 [Mpa]	G23 [Mpa]	G31 [Mpa]	tipo legno
1	500	7456	3913	370	72	69	69	C24
2	500	7456	3913	370	45	69	69	C24
3	500	7456	3913	370	60	69	69	C24
4	500	7456	3913	370	67	69	69	C24
5	500	7456	3913	370	150	69	69	C24
6	500	7456	3913	370	131	69	69	C24
7	500	7456	3913	370	45	69	69	C24
8	500	7456	3913	370	151	69	69	C24

Contour ID pareti:
8 [Pt:2478,Nd:2340]
7
6
5
3
2
1 [Pt:1]

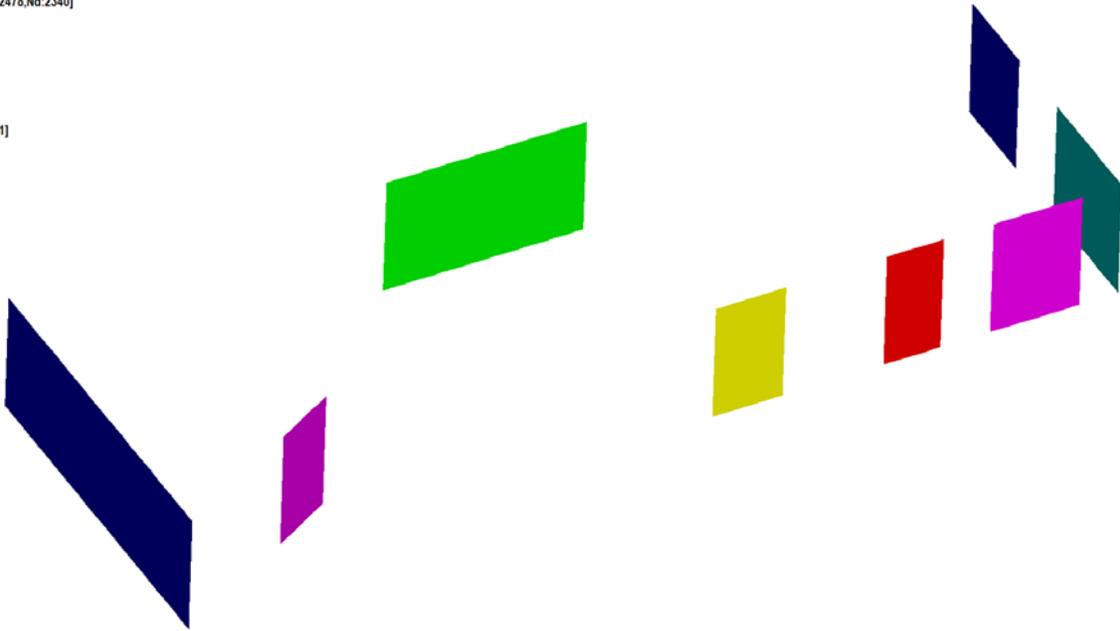


Figura 5 Mappa cromatica degli ID pareti

9.2 CODICI DI CALCOLO

9.2.1 Informazioni sull'elaborazione

9.2.1.1 Software e hardware

Il modello analizzato è stato definito utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti, ampiamente convalidato e testato, *Straus7® Release 2.4.6 B6b*, realizzato dalla *G+D Computing Pty Ltd, Australia (www.straus7.com)*. L'hardware utilizzato è basato su un personal computer dotato di microprocessore Intel 3.4GHz potenziato con 4096 MByte di memoria RAM.

9.2.1.2 Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito sfruttando gli strumenti disponibili nell'ambiente grafico integrato del programma di calcolo. In particolare, la geometria dei modelli è stata definita utilizzando le funzioni che permettono l'importazione di disegni bi- e tridimensionali a partire da un software CAD esterno; sono state utilizzate le opzioni che controllano la definizione di nodi ed elementi, la generazione semi-automatica della *mesh*, la definizione delle proprietà dei materiali, la specificazione delle condizioni di vincolo e di carico, le loro combinazioni, etc.

Per l'interpretazione dei risultati sono stati utilizzati gli strumenti di post-processing offerti dal programma di calcolo stesso.

Nel fascicolo dei calcoli si riportano alcune delle immagini a video dei modelli, rappresentative delle principali fasi dell'analisi. Infine, si riportano per stralci i tabulati contenenti i dati di input ed i risultati di output.

9.2.1.3 Validazione dei codici utilizzati

Il codice di calcolo Straus7® possiede un'ampia libreria di *Benchmark*, vale a dire di modelli di strutture semplici di cui è nota la soluzione in forma chiusa, rappresentativa delle condizioni di carico e di vincolo tipici degli elementi strutturali utilizzati per la costituzione del modello analizzato. Questa libreria è consultabile sul sito internet dell'azienda che commercializza il codice; nel fascicolo dei calcoli sono riportati alcuni esempi di validazione corrispondenti agli elementi finiti utilizzati nelle presenti analisi.

9.2.2 Definizione del modello numerico

9.2.2.1 Unità di misura e sistemi di riferimento

Le unità di misura utilizzate nel modello sono il millimetro [mm] per le lunghezze, il kiloNewton [kN] per le forze e il kilogrammo [kg] per le masse. Le tensioni sono invece restituite in MegaPascal [1 N/mm²].

Il sistema di riferimento adottato per la definizione del modello ha l'asse X disposto longitudinalmente, quello Y trasversalmente, mentre l'asse Z è verticale e diretto verso l'alto.

9.2.2.2 Nodi e gradi di libertà

Il modello della struttura è generato mediante 2778 nodi aventi ciascuno tutti e sei i gradi di libertà definiti nello spazio, vale a dire, le tre traslazioni e le tre rotazioni attorno agli assi cartesiani globali; il numero di gradi di libertà della struttura è quindi pari al numero dei nodi moltiplicato il numero dei gradi di libertà di ciascun nodo.

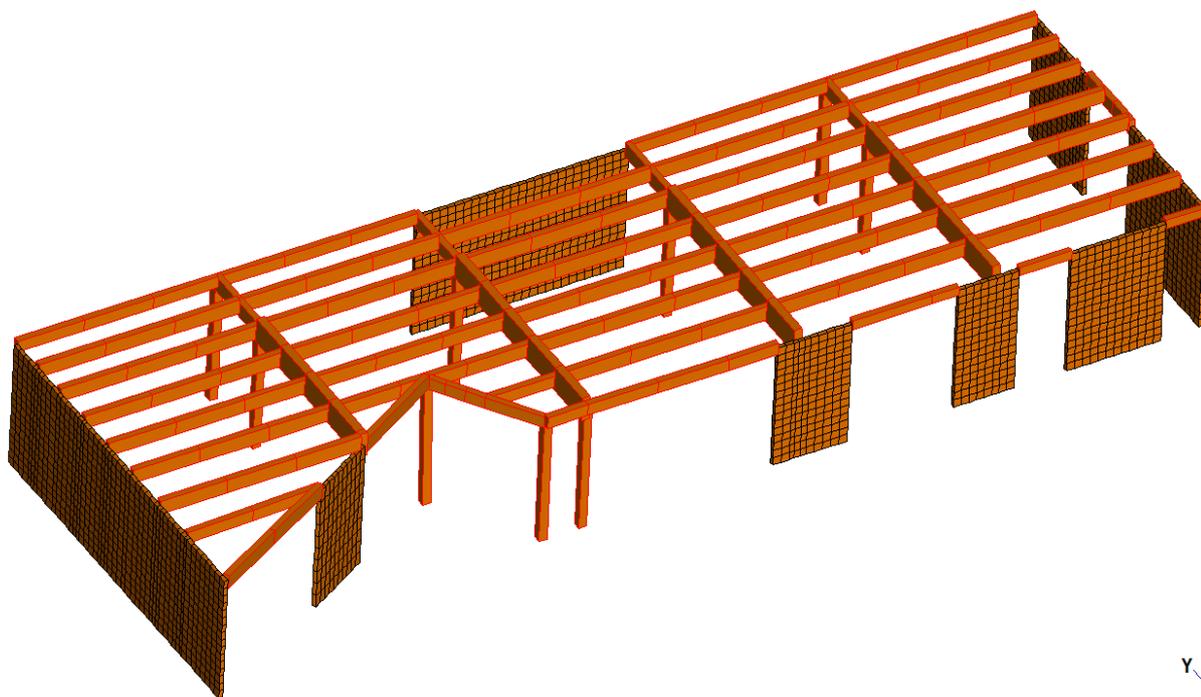


Figura 6 Modello FEM della struttura in elevazione

9.2.2.3 Elementi finiti

L'intero modello del fabbricato è stato realizzato mediante 549 elementi di tipo BEAM a due nodi e sei gradi di libertà per nodo, funzioni di forma lineari ed equazione della linea elastica che comprende sia la deformazione flessionale che quella dovuta al taglio. Sono stati inoltre utilizzati 2580 elementi PLATE a 4 nodi con funzioni di forma lineari, di uso generale per la modellazione di corpi continui bidimensionali.

Gli elementi PLATE possiedono tutti e sei i gradi di libertà per ciascun nodo. Le rotazioni nodali, infatti, rappresentano nella soluzione classica del problema del solido indefinito avente due dimensioni prevalenti sulla terza, la rotazione della sezione retta, la quale, nel deformarsi, si mantiene piana. I gradi di libertà suddetti sono espressi sempre nel sistema di riferimento globale e mai nel sistema di riferimento locale dell'elemento. Quest'ultimo corrisponde ad una coppia destrorsa di assi locali (x, y), rispetto alla quale i polinomi di Legendre, che definiscono le funzioni di forma dell'elemento, costituiscono una base ortonormale. Degli elementi PLATE sono stati definiti 150 elementi del tipo Load Patch, vale a dire, elementi che consentono di creare una superficie sulla quale applicare i carichi senza che essi forniscano alcun contributo alla rigidezza della struttura, né flessionale, né membranale, avendo l'unico scopo di facilitare la distribuzione del carico dei solai sulle rispettive travi di competenza.

Al fine di schematizzare la rigidezza degli orizzontamenti, dove non sono presenti elementi strutturali bensì solo elementi *Load Patch*, è stato definito il diaframma rigido mediante elementi *plate* aventi la rigidezza del materiale costituente, ovvero per l'impalcato di copertura quella dei pannelli X-Lam di altezza 110 mm, legno C24, con densità di massa pari a zero.

9.2.2.4 Condizioni di vincolo

Le condizioni di vincolo assegnate sono finalizzate alla rappresentazione quanto più fedele possibile delle reali condizioni in cui si troverà l'opera in progetto. In particolare i vincoli alla base di colonne e pareti impediscono gli spostamenti traslazionali nelle tre direzioni (x, y, z) lasciando libere le rotazioni. In questo modo si trascura l'interazione terreno struttura che usualmente viene schematizzata con vincoli verticali elastici distribuiti secondo la schematizzazione classica alla Winkler, ma si agisce a favore di sicurezza nella determinazione dell'accelerazione spettrale, risultando il modello rappresentativo più rigido e quindi caratterizzato da periodi di vibrazione inferiori a quelli che si otterrebbero adottando il vincolo elastico. In assenza di sisma, invece, si ritiene la struttura di fondazione sufficientemente rigida rispetto a quella in legno, da non produrre perturbazioni

apprezzabili nel regime degli sforzi degli elementi in legno.

9.3 SINTESI DEI RISULTATI

Per ciascuna condizione elementare di carico sono stati calcolati gli spostamenti dei nodi liberi, le reazioni vincolari dei nodi vincolati, nonché le componenti di tensione e le caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali. In particolare, l'analisi numerica ha fornito come risultato lo stato tensionale che insorge nelle travi e nelle colonne in calcestruzzo armato e nei collegamenti meccanici degli elementi strutturali in legno, negli elementi bidimensionali dei setti controventanti. Tali risultati hanno consentito, in una fase successiva, di effettuare le verifiche di resistenza e di determinare il grado di sicurezza della struttura nei confronti delle azioni di progetto.

9.3.1 Analisi in presenza di azioni sismiche

9.3.1.1 Proprietà dinamiche della struttura

Le proprietà dinamiche dell'edificio sono state indagate mediante un'analisi modale che ha consentito di individuare le frequenze e le forme proprie dei principali modi di vibrazione della struttura, vale a dire, degli oscillatori ad un sol grado di libertà che ne descrivono il comportamento dinamico; di seguito si riporta uno stralcio dei risultati delle analisi svolte in termini di periodo e fattori di partecipazione modale.

I risultati mostrano che i modi principali sono traslazionali con componente in direzione trasversale Y ed in direzione longitudinale X:

MODE PARTECIPATION FOR TRANSLATIONAL EXITATION				
Mode	Frequency [Hz]	Period [s]	PF-X [%]	PF-Y [%]
1	1.973	0.507	3.698	82.007
2	2.519	0.397	90.266	3.155
			93.964	85.162

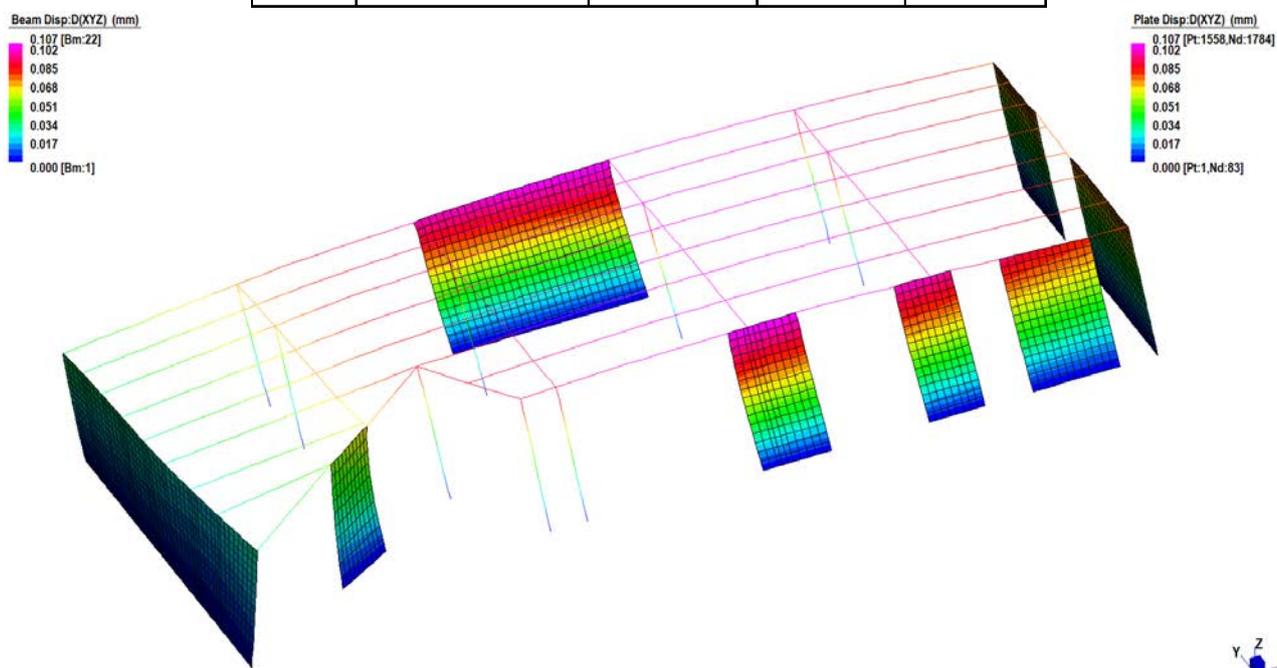


Figura 7 Modo di vibrare n°1 PF-Y: 82.007% f:1.973 Hz

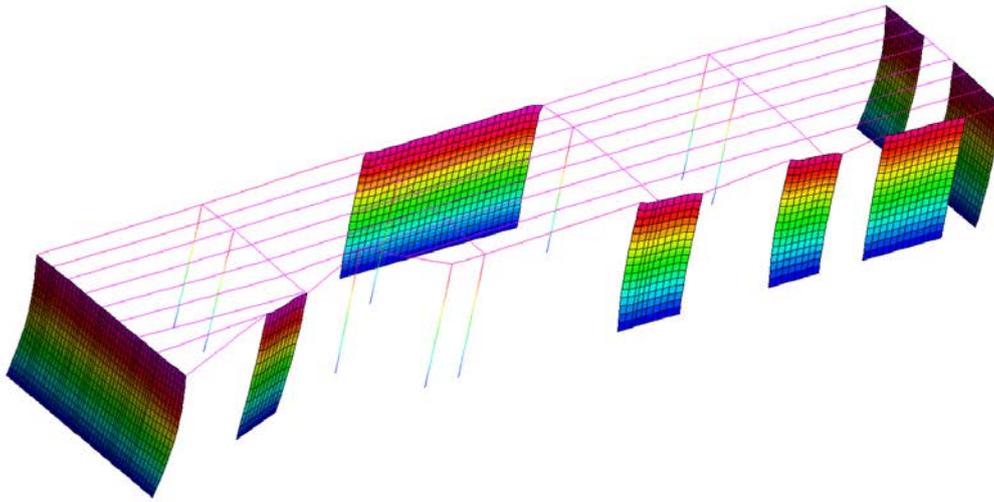
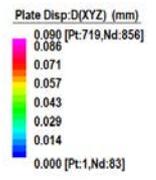
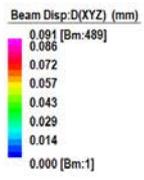
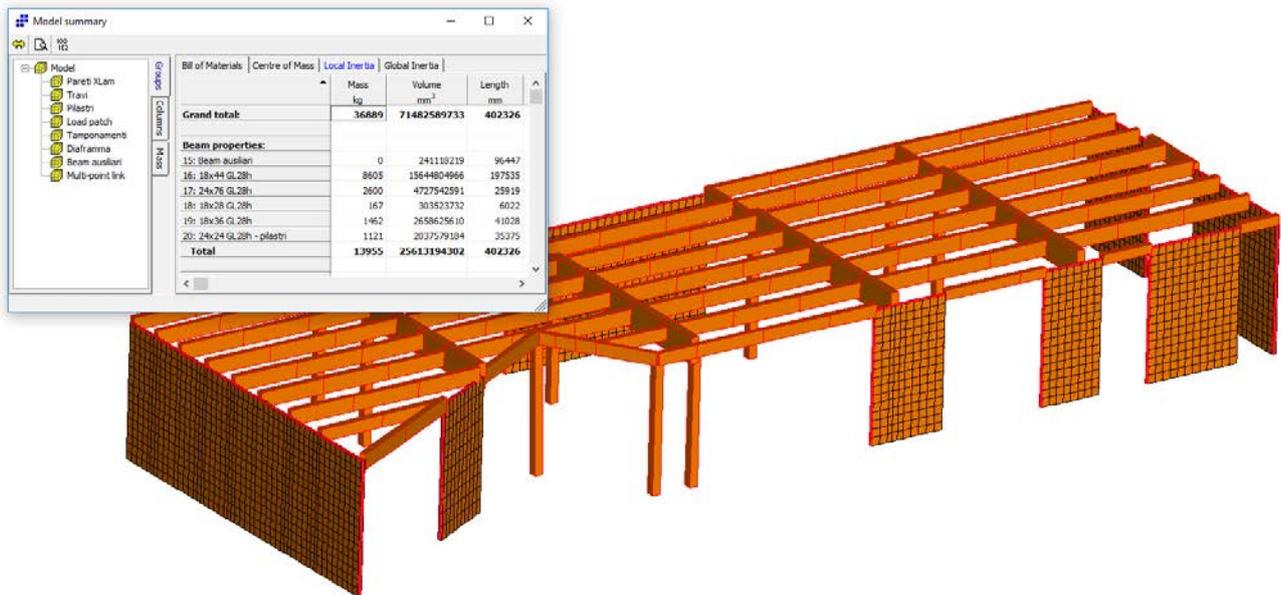


Figura 8 Modo di vibrare n°2 PF-X: 90.266% f:2.519 Hz

9.3.2 Accettazione dei risultati

9.3.2.1 Analisi in assenza di azioni sismiche (analisi statica)

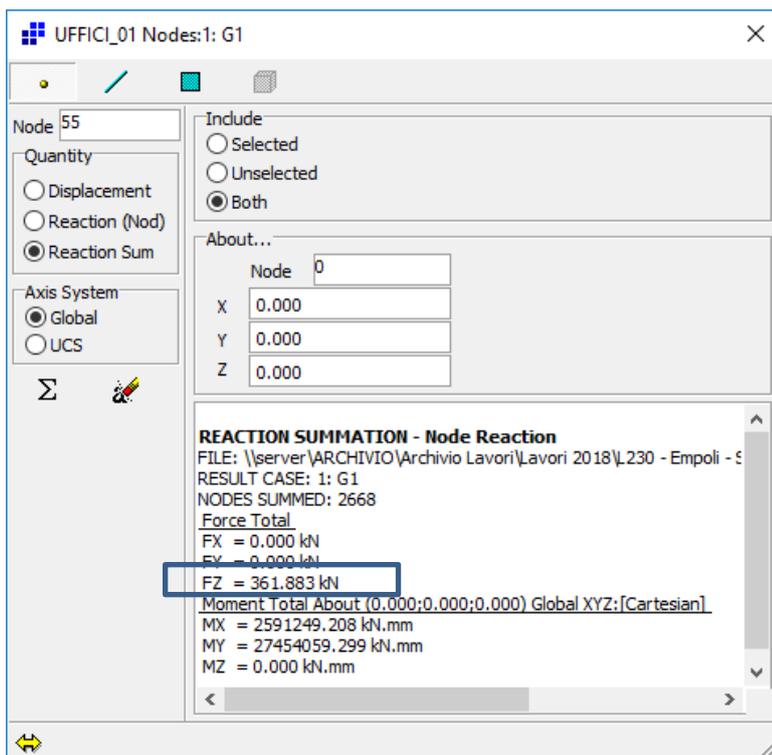
Al fine di validare l'analisi statica, è stata verificata la corrispondenza tra la sommatoria delle reazioni vincolari verticali al livello di fondazione con le azioni gravitazionali agenti nelle rispettive condizioni elementari di carico. Le masse strutturali al di sopra dello spiccato di fondazione sono computate direttamente dal codice di calcolo *Straus7*[®] a partire dal volume degli elementi finiti e dalle rispettive densità. Di seguito è riportato il conteggio complessivo delle masse suddette.



La massa corrispondente al peso proprio è di 36,889 ton.

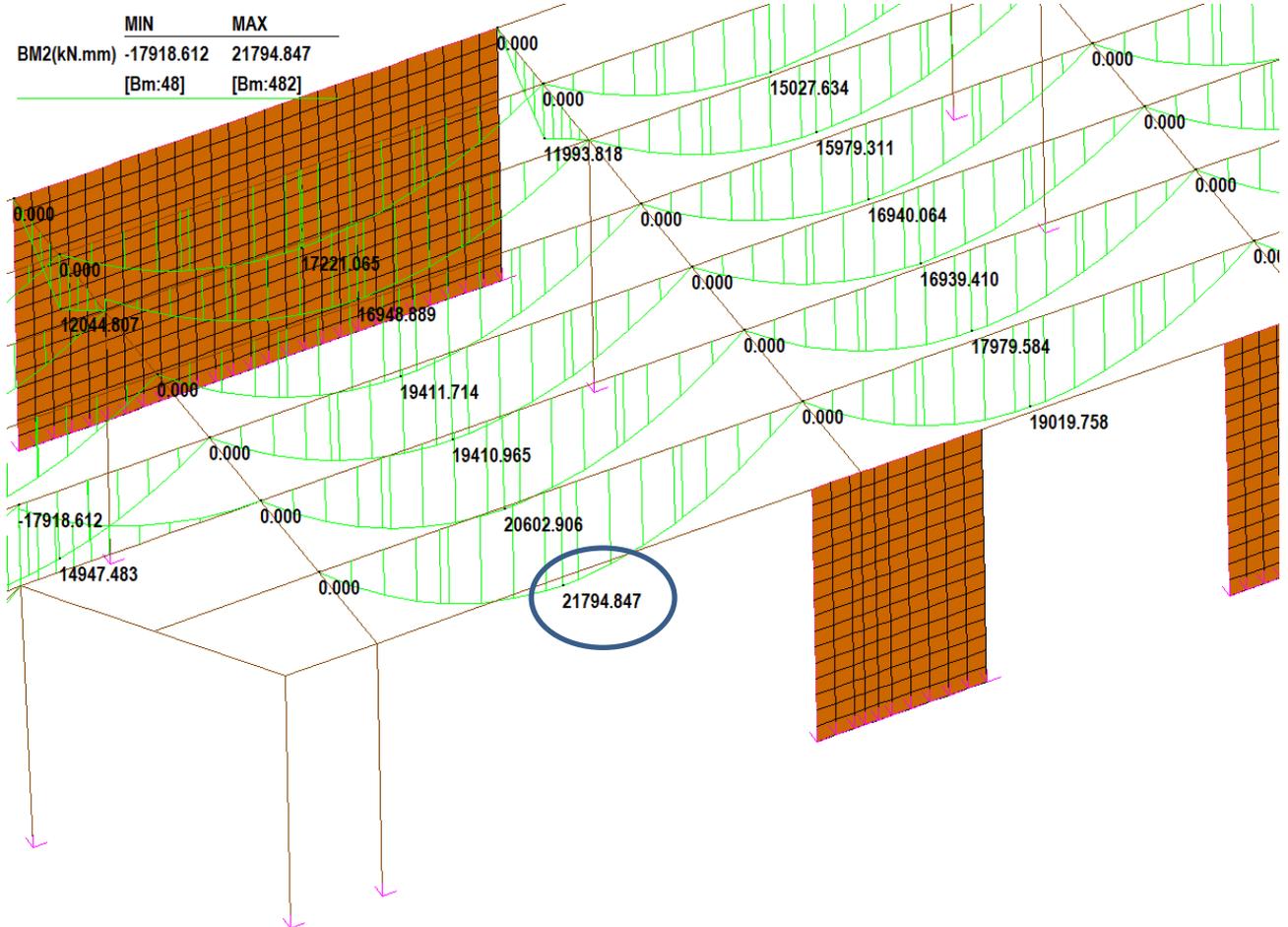
La sommatoria delle reazioni vincolari verticali da modello di calcolo risultano:

$$\sum R_z = 361,883 \text{ kN} = 36,90 \text{ ton}$$



La differenza percentuale è trascurabile, quindi la corrispondenza dei due risultati è ampiamente soddisfacente.

Un ulteriore controllo è stato condotto sulle sollecitazioni flettenti delle travi appoggiate in legno lamellare. In particolare la trave intermedia 18x44 di luce 6,38 m è soggetta al carico permanente portato G_2 uniformemente distribuito:



$$G_2 = (300 \cdot 1.45) = 435.0 \frac{kg}{m} = 435.0 \cdot 0.00981 \frac{kN}{m} = 4.267 \frac{kN}{m}$$

Il massimo momento flettente a trave appoggiata è quindi:

$$M_{max} = \frac{G_2 \cdot L^2}{8} = \frac{4.267 \cdot 6.38^2}{8} = 21.71 \text{ kNm}$$

Il risultato del codice di calcolo fornisce $M = 21.79 \text{ kNm}$

L'errore percentuale è trascurabile, la corrispondenza dei due risultati è soddisfacente.

9.3.2.2 Analisi in presenza di azioni sismiche

La validazione dell'analisi in spettro di risposta è stata eseguita verificando la corrispondenza delle reazioni vincolari orizzontali del modello di calcolo con le forze inerziali derivanti dal un calcolo manuale riducendo la struttura a due oscillatori semplici in pianta.

Le azioni inerziali risultano date da:

$$V_x = M \cdot S_d(T_{1x}) \cdot g \cdot PF_x$$

$$V_y = M \cdot S_d(T_{1y}) \cdot g \cdot PF_y$$

dove:

M: massa simica totale 152.359 ton;

$S_d(T_{1x})$ e $S_d(T_{1y})$: ordinate spettrali in corrispondenza del periodo $T_{1x}=0.396$ sec e $T_{1y}=0.507$

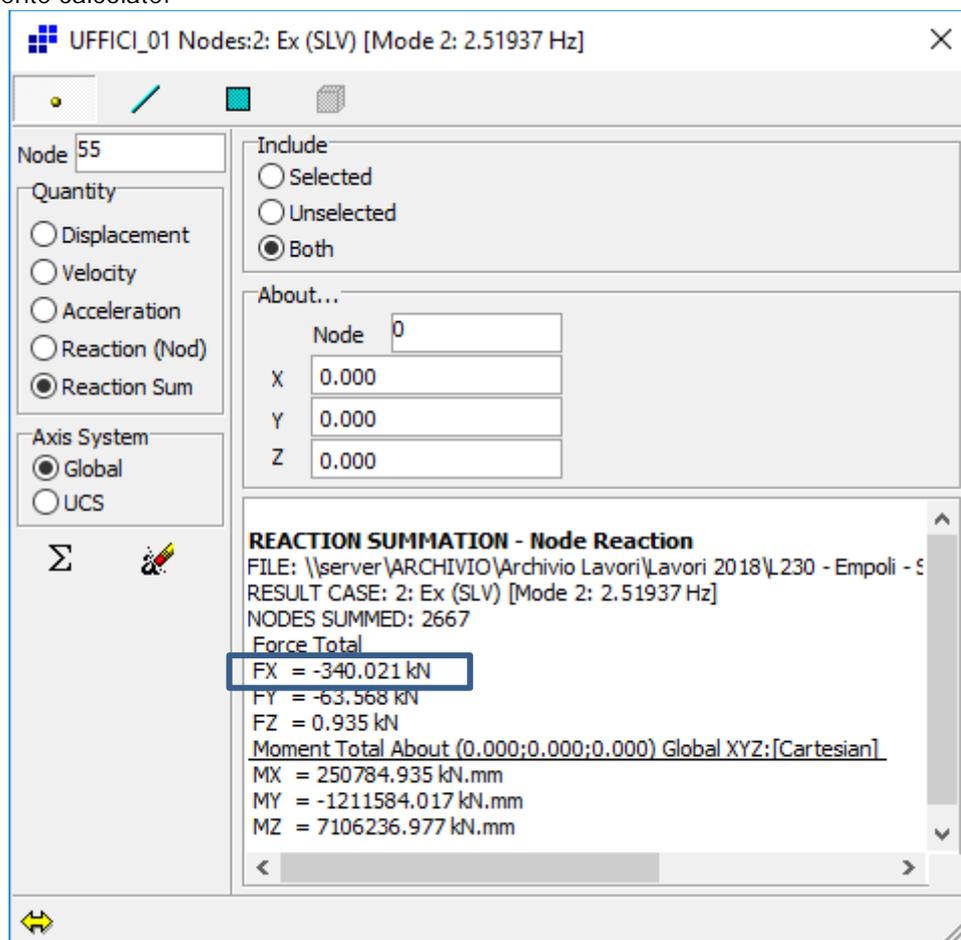
g: accelerazione di gravità;

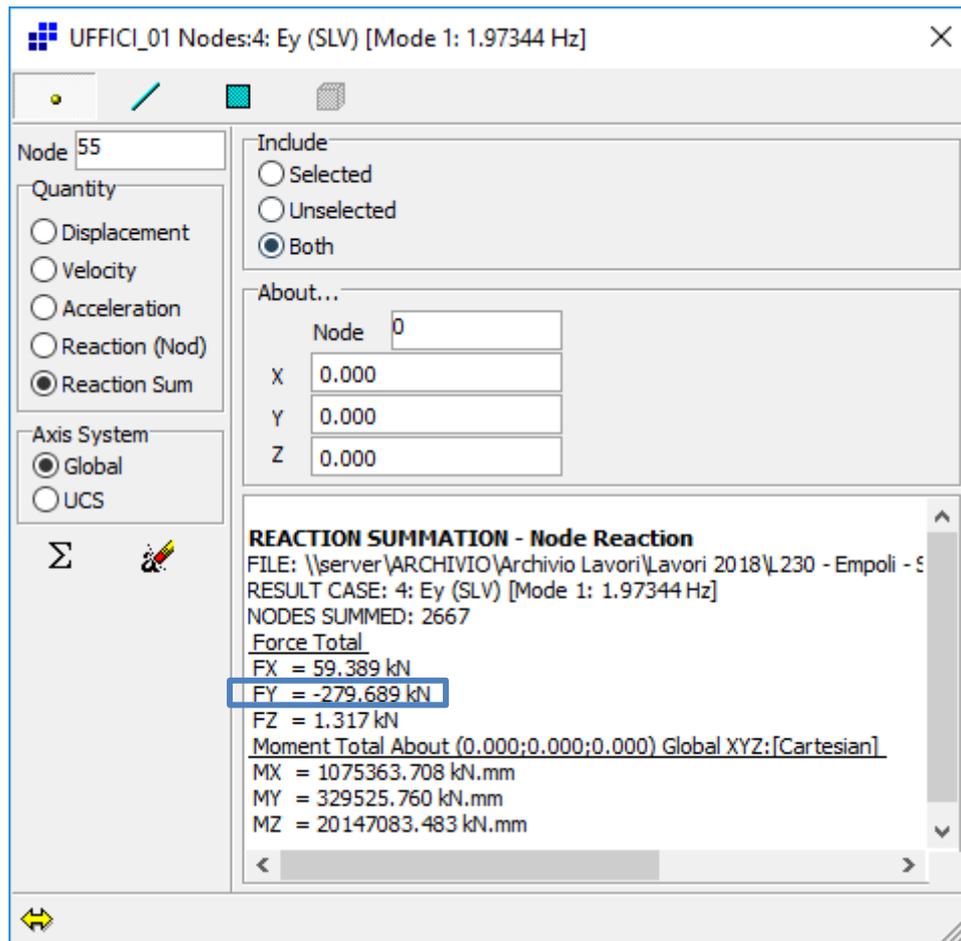
PF_x e PF_y sono rispettivamente le percentuali di massa partecipante per il modo di vibrare principale in X e Y.

$$V_x = 152.359 \cdot 0.2607 \cdot 9.81 \cdot 0.90266 = 351.72 \text{ kN}$$

$$V_y = 152.359 \cdot 0.2361 \cdot 9.81 \cdot 0.82007 = 289.39 \text{ kN}$$

Dalle immagini sottostanti è possibile verificare come le sommatorie delle reazioni vincolari per i singoli modi di vibrare 1° e 2° associati allo spettro di progetto SLV, diano luogo a reazioni vincolari prossime a quelle precedentemente calcolate.





9.3.2.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

10 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)

10.1 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

10.1.1 Legami costitutivi

10.1.1.1 Calcestruzzo

Per quanto riguarda il legame costitutivo del calcestruzzo, si assume valido quello fornito per i materiali delle nuove costruzioni. Si ipotizza, infatti, un legame costitutivo elasto-plastico a parabola rettangolare, ovvero si accetta l'ipotesi di rottura del calcestruzzo non a fronte del raggiungimento della resistenza a compressione di calcolo f_{cd} ma a fronte del raggiungimento del valore della deformazione di 0,35 %.

Si accetta l'ipotesi che dalla deformazione dello 0,2% fino a rottura la tensione nel cls non abbia incrementi di resistenza e che la deformazione sia di tipo plastico, mentre nel tratto in cui la deformazione varia da 0 allo 0,2% la funzione $\sigma = f(\epsilon)$ sia una parabola ad asse verticale con vertice nel punto di coordinate f_{cd} ed $\epsilon = 0,002$ passante per l'origine degli assi.

10.1.1.2 Acciaio

Per quanto riguarda il legame costitutivo dell'acciaio, si assume in diagramma elastico perfettamente plastico privo di incrudimento, dove si assume:

- $\epsilon_{ysd} = 0,001\%$ deformazione allo snervamento
- $\epsilon_{su} = 6,75\%$ deformazione a rottura

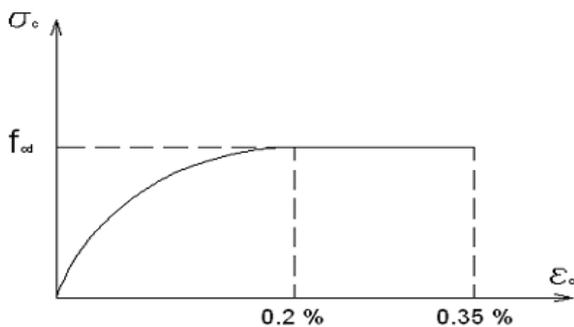


Diagramma tensioni- deformazioni nel calcestruzzo

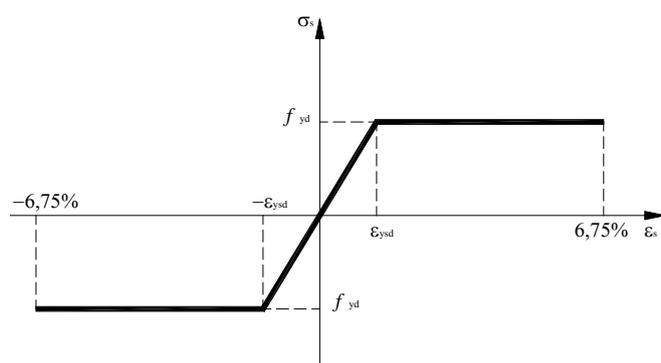


Diagramma tensioni- deformazioni nell'acciaio

Per facilità di comprensione, si riportano nei paragrafi seguenti la teoria ed i riferimenti normativi utilizzati per la realizzazione delle verifiche strutturali degli elementi in calcestruzzo.

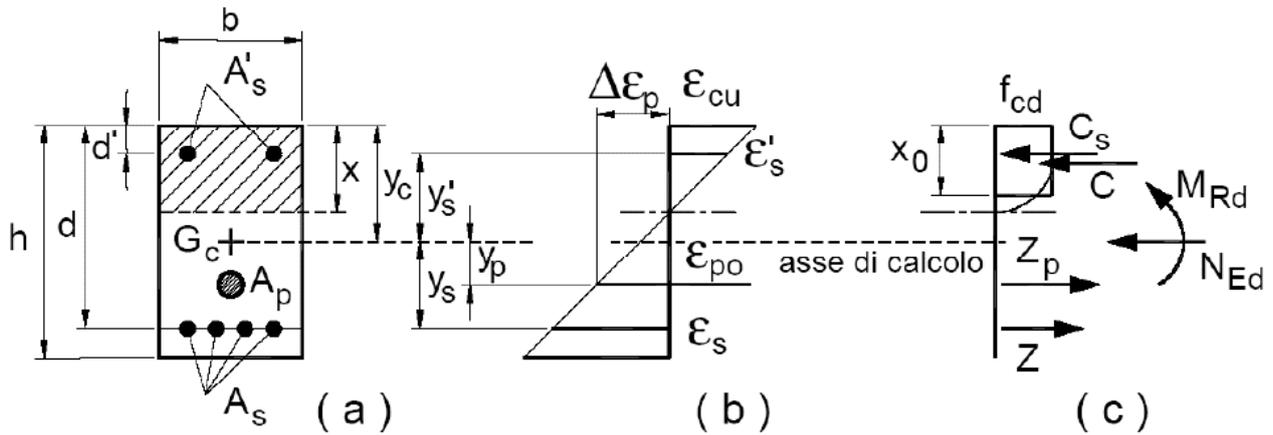
10.1.2 Verifica a pressoflessione di travi e pilastri

La verifica è stata eseguita controllando che fosse rispettata la seguente disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Rd}) \geq M_{Ed}$$

con:

- M_{Rd} valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed}
- N_{Ed} valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione
- M_{Ed} valore di calcolo della componente flettente dell'azione



- Sezione presso inflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si è comunque assunta una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità pari almeno a $0.05 \cdot h \geq 20$ mm con h altezza della sezione.

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione è stata eseguita tracciando i domini di interazione $M_{Eyd} - M_{Ezd}$ per l'assegnato valore di N_{Ed} .

$$\left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ezd}}{M_{Rzd}} \right)^\alpha \leq 1$$

con:

M_{Eyd}, M_{Ezd} valore di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi "y" e "z".

$\alpha = 1,5$ come consigliato da diversi autori

10.1.3 Verifica a taglio di elementi provvisti di armature trasversali

Il taglio resistente di ciascuna sezione è stato calcolato ipotizzando la formazione di un traliccio resistente composto dalle armature longitudinali e trasversali e da bielle compresse di calcestruzzo. La verifica invece si è ridotta al rispetto della disuguaglianza seguente:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove:

V_{Ed} valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ resistente a taglio dell'elemento

dove:

$V_{Rsd} = \frac{0.9 \cdot d \cdot A_{sw}}{s \cdot f_{yd} (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin\alpha}$ resistenza di calcolo per rottura dell'armatura

$V_{Rcd} = \frac{0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot f'_{cd} (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha)}{(1 + \text{ctg}\theta)}$ resistenza di calcolo per rottura delle bielle compresse

con:

b_w larghezza minima della sezione

d altezza utile della sezione

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione

N_{Ed} sforzo normale di compressione

A_c	sezione di calcestruzzo
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutivi
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave con la limitazione: $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$; la determinazione del valore di θ è stata eseguita eguagliando i valori resistenti lato acciaio e lato calcestruzzo.
$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
f_{yd}	resistenza di calcolo a trazione delle armature

Il coefficiente α_c è assunto invece pari a:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{compresse} \\ 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} & 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} \rightarrow$$

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_l = 0.9 \cdot d \cdot (\cotg \theta - \cotg \alpha) / 2 \geq 0$$

10.1.4 Verifica a taglio degli elementi privi di specifica armatura trasversale resistenti a taglio

Le NTC08, consentono l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi, con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza a taglio si valuta con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \left[\frac{0,18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}} \right] \times b_w \times d^3 \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

con:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} \leq 2$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

In presenza di sezioni circolari di calcestruzzo di raggio r , come riportato al § 7.9.5.2.2 delle NTC08, in cui l'armatura sia distribuita su una circonferenza di raggio r_s , l'altezza utile della sezione ai fini del calcolo della resistenza a taglio può essere calcolata come:

$$d = r + \frac{2r}{\pi}$$

Il cui braccio delle forze interne può essere assunto pari a: $z = 0.9d$

Nelle zone critiche, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45° . Le dimensioni della sezione sono da riferirsi solo al nucleo confinato di calcestruzzo.

10.1.5 Copriferro elementi a piastra e elementi monodimensionali

NTC 2018, §4.1.6.1.3: *L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. [...]*

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Circolare Ministeriale n.617/2009, §4.1.6.1.3: *Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti, etc.) o monodimensionale (travi, pilastri).*

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità. [...]

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

- Elementi a piastra: $C_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$.

Elementi monodimensionali: $C_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$.

10.1.6 Risultati delle verifiche

10.1.6.1 Verifica a presso-flessione

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrds+}	M _{yrds-}	M _{ysd} /M _{yrds}
699	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	25	-903.9	903.9	0.028
699	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	89	-903.9	903.9	0.098
699	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	116	-903.9	903.9	0.128
755	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	117	-903.9	903.9	0.129
755	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-22	-903.9	903.9	0.024
755	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-104	-903.9	903.9	0.115
756	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-104	-903.9	903.9	0.115
756	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-137	-903.9	903.9	0.152
756	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-121	-903.9	903.9	0.134
700	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-121	-903.9	903.9	0.134
700	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	-1	-108	1358.0	-1358.0	0.080
700	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-19	2	140	1361.4	-1361.4	0.103
564	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-19	-2	140	1356.9	-1356.9	0.103
564	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-19	-2	146	1356.9	-1356.9	0.108
564	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-19	-2	152	1356.9	-1356.9	0.112
675	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2068	119	-903.9	903.9	0.132
675	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2068	106	-903.9	903.9	0.117
675	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-19	-10	152	1347.9	-1347.9	0.113
674	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	132	-903.9	903.9	0.146
674	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2068	125	-903.9	903.9	0.138
674	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2068	119	-903.9	903.9	0.132
673	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2069	132	-904.9	904.9	0.146
673	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2071	127	-907.0	907.0	0.140
673	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2071	122	-907.0	907.0	0.135
672	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2070	109	-906.0	906.0	0.120
672	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2070	115	-906.0	906.0	0.127
672	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2070	122	-906.0	906.0	0.135
671	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2070	88	-906.0	906.0	0.097
671	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2070	98	-906.0	906.0	0.108
671	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2070	109	-906.0	906.0	0.120
670	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	67	-904.9	904.9	0.074
670	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	77	-904.9	904.9	0.085
670	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	88	-904.9	904.9	0.097
669	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	-16	96	1341.1	-1341.1	0.072
669	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	-16	89	1341.1	-1341.1	0.066
669	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	67	-904.9	904.9	0.074
668	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	-8	104	1350.1	-1350.1	0.077
668	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	-8	100	1350.1	-1350.1	0.074
668	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	-8	96	1350.1	-1350.1	0.071
563	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	1	97	1360.3	-1360.3	0.071
563	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	1	100	1360.3	-1360.3	0.074
563	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	1	104	1360.3	-1360.3	0.076
757	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	5	97	1364.8	-1364.8	0.071
757	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-19	-3	-75	1355.8	-1355.8	0.055
757	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-49	-903.9	903.9	0.054

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
701	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-49	-903.9	903.9	0.054
701	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-07	3	-49	1362.5	-1362.5	0.036
701	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-3	95	1355.8	-1355.8	0.070
550	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-6	95	1352.4	-1352.4	0.070
550	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-6	101	1352.4	-1352.4	0.075
550	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	76	-903.9	903.9	0.084
623	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	98	-903.9	903.9	0.108
623	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	87	-903.9	903.9	0.096
623	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	76	-903.9	903.9	0.084
624	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2069	118	-904.9	904.9	0.130
624	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2069	107	-904.9	904.9	0.118
624	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2069	98	-904.9	904.9	0.108
626	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2069	137	-904.9	904.9	0.151
626	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2069	127	-904.9	904.9	0.140
626	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2069	118	-904.9	904.9	0.130
676	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2070	154	-906.0	906.0	0.170
676	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2070	145	-906.0	906.0	0.160
676	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2070	137	-906.0	906.0	0.151
627	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2067	138	-902.9	902.9	0.153
627	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2067	147	-902.9	902.9	0.163
627	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2067	157	-902.9	902.9	0.174
628	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	113	-903.9	903.9	0.125
628	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	125	-903.9	903.9	0.138
628	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	138	-903.9	903.9	0.153
558	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	86	-903.9	903.9	0.095
558	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	99	-903.9	903.9	0.110
558	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	113	-903.9	903.9	0.125
702	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	86	-903.9	903.9	0.095
702	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-32	0	-60	1359.1	-1359.1	0.044
702	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-07	-7	-105	1351.3	-1351.3	0.078
555	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-07	-7	-105	1351.3	-1351.3	0.078
555	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-2068	-75	-903.9	903.9	0.083
555	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-80	-903.9	903.9	0.089
677	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-90	-903.9	903.9	0.100
677	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-85	-903.9	903.9	0.094
677	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-80	-903.9	903.9	0.089
678	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-98	-903.9	903.9	0.108
678	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-94	-903.9	903.9	0.104
678	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-90	-903.9	903.9	0.100
679	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-105	-903.9	903.9	0.116
679	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-102	-903.9	903.9	0.113
679	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-98	-903.9	903.9	0.108
682	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-109	-903.9	903.9	0.121
682	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-107	-903.9	903.9	0.118
682	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-105	-903.9	903.9	0.116
683	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-112	-903.9	903.9	0.124
683	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-111	-903.9	903.9	0.123
683	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-109	-903.9	903.9	0.121
684	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-112	-903.9	903.9	0.124
684	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-112	-903.9	903.9	0.124
684	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-112	-903.9	903.9	0.124

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
685	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-111	-903.9	903.9	0.123
685	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-112	-903.9	903.9	0.124
685	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-112	-903.9	903.9	0.124
686	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-107	-903.9	903.9	0.118
686	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-109	-903.9	903.9	0.121
686	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-111	-903.9	903.9	0.123
680	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-102	-903.9	903.9	0.113
680	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-105	-903.9	903.9	0.116
680	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-107	-903.9	903.9	0.118
681	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-95	-903.9	903.9	0.105
681	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-99	-903.9	903.9	0.110
681	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-102	-903.9	903.9	0.113
557	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2069	-86	-904.9	904.9	0.095
557	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2069	-91	-904.9	904.9	0.101
557	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2069	-95	-904.9	904.9	0.105
703	1	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2069	-86	-904.9	904.9	0.095
703	2	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2069	-54	-904.9	904.9	0.060
703	3	2	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-18	22	-10	1384.4	-1384.4	0.007
556	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2092	7	-928.7	928.7	0.008
556	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2092	17	-928.7	928.7	0.018
556	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2082	27	-918.4	918.4	0.029
643	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2081	49	-917.4	917.4	0.053
643	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2081	38	-917.4	917.4	0.041
643	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2081	27	-917.4	917.4	0.029
642	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2080	71	-916.3	916.3	0.077
642	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2080	60	-916.3	916.3	0.065
642	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2080	49	-916.3	916.3	0.053
641	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2079	92	-915.3	915.3	0.101
641	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2079	82	-915.3	915.3	0.090
641	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2079	71	-915.3	915.3	0.078
640	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2078	113	-914.2	914.2	0.124
640	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2078	103	-914.2	914.2	0.113
640	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2078	92	-914.2	914.2	0.101
639	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2078	129	-914.2	914.2	0.141
639	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2078	121	-914.2	914.2	0.132
639	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2078	113	-914.2	914.2	0.124
637	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2077	145	-913.2	913.2	0.159
637	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2077	137	-913.2	913.2	0.150
637	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2077	129	-913.2	913.2	0.141
636	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2076	158	-912.2	912.2	0.173
636	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2076	151	-912.2	912.2	0.166
636	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2076	145	-912.2	912.2	0.159
635	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2075	170	-911.1	911.1	0.187
635	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2075	164	-911.1	911.1	0.180
635	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2075	158	-911.1	911.1	0.173
634	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	181	-910.1	910.1	0.199
634	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	175	-910.1	910.1	0.192
634	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	170	-910.1	910.1	0.187
633	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2073	181	-909.1	909.1	0.199
633	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2073	186	-909.1	909.1	0.205
633	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2073	191	-909.1	909.1	0.210

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
630	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2072	200	-908.0	908.0	0.220
630	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2072	196	-908.0	908.0	0.216
630	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2072	191	-908.0	908.0	0.210
632	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2071	208	-907.0	907.0	0.229
632	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2071	203	-907.0	907.0	0.224
632	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2071	200	-907.0	907.0	0.221
631	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2070	211	-906.0	906.0	0.233
631	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2070	209	-906.0	906.0	0.231
631	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2070	208	-906.0	906.0	0.230
629	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2069	212	-904.9	904.9	0.234
629	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2069	211	-904.9	904.9	0.233
629	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2069	211	-904.9	904.9	0.233
554	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	205	-903.9	903.9	0.227
554	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	208	-903.9	903.9	0.230
554	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	212	-903.9	903.9	0.235
708	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2071	166	-907.0	907.0	0.183
708	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2067	161	-902.9	902.9	0.178
708	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2067	205	-902.9	902.9	0.227
553	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2071	166	-907.0	907.0	0.183
553	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2072	167	-908.0	908.0	0.184
553	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2072	168	-908.0	908.0	0.185
625	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2072	168	-908.0	908.0	0.185
625	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2072	167	-908.0	908.0	0.184
625	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2072	166	-908.0	908.0	0.183
559	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2073	161	-909.1	909.1	0.177
559	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2073	164	-909.1	909.1	0.180
559	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2073	166	-909.1	909.1	0.183
618	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2073	156	-909.1	909.1	0.172
618	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2073	158	-909.1	909.1	0.174
618	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2073	161	-909.1	909.1	0.177
622	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2074	145	-910.1	910.1	0.159
622	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2074	150	-910.1	910.1	0.165
622	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2074	156	-910.1	910.1	0.171
621	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2075	132	-911.1	911.1	0.145
621	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2075	138	-911.1	911.1	0.151
621	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2075	145	-911.1	911.1	0.159
619	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2076	120	-912.2	912.2	0.132
619	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2076	126	-912.2	912.2	0.138
619	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2076	132	-912.2	912.2	0.145
620	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2077	103	-913.2	913.2	0.113
620	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2077	111	-913.2	913.2	0.122
620	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2077	120	-913.2	913.2	0.131
560	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2078	88	-914.2	914.2	0.096
560	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2078	95	-914.2	914.2	0.104
560	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2078	103	-914.2	914.2	0.113
617	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2078	69	-914.2	914.2	0.075
617	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2078	78	-914.2	914.2	0.085
617	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2078	88	-914.2	914.2	0.096
616	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	48	-902.9	902.9	0.053
616	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2079	58	-915.3	915.3	0.063
616	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2079	69	-915.3	915.3	0.075

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
561	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	27	-902.9	902.9	0.030
561	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	37	-902.9	902.9	0.041
561	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	48	-902.9	902.9	0.053
551	1	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2045	2	-886.6	886.6	0.002
551	2	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2053	14	-888.4	888.4	0.016
551	3	4	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2066	27	-901.8	901.8	0.030
753	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-11	-1656	18	-495.5	495.5	0.036
753	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2751	-89	409.2	-409.2	0.217
753	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2758	-130	404.9	-404.9	0.321
696	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2758	-130	404.9	-404.9	0.321
696	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2758	-138	404.9	-404.9	0.341
696	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2758	-109	404.9	-404.9	0.269
552	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2753	-109	408.0	-408.0	0.267
552	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2753	-104	408.0	-408.0	0.255
552	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2753	-99	408.0	-408.0	0.243
687	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2745	-89	413.0	-413.0	0.216
687	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2745	-94	413.0	-413.0	0.228
687	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2745	-99	413.0	-413.0	0.240
688	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2743	-80	414.2	-414.2	0.193
688	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2743	-85	414.2	-414.2	0.205
688	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2743	-89	414.2	-414.2	0.215
695	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2740	-71	416.1	-416.1	0.171
695	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2741	-75	415.4	-415.4	0.181
695	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-16	-2741	-80	415.4	-415.4	0.193
689	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2741	-67	415.4	-415.4	0.161
689	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2741	-69	415.4	-415.4	0.166
689	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2741	-71	415.4	-415.4	0.171
690	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2742	-62	414.8	-414.8	0.149
690	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-1646	-75	-484.8	484.8	0.155
690	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2742	-67	414.8	-414.8	0.162
691	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1649	-70	-488.0	488.0	0.143
691	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1649	-71	-488.0	488.0	0.145
691	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2744	-62	413.6	-413.6	0.150
692	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1652	-71	-493.6	493.6	0.144
692	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1652	-71	-493.6	493.6	0.144
692	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1652	-70	-493.6	493.6	0.142
694	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1656	-74	-497.9	497.9	0.149
694	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1656	-73	-497.9	497.9	0.147
694	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1656	-71	-497.9	497.9	0.143
693	1	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2760	-66	403.6	-403.6	0.164
693	2	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1663	-78	-505.4	505.4	0.154
693	3	10	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-1663	-74	-505.4	505.4	0.146
720	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-11	-2068	12	-903.9	903.9	0.013
720	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-73	-903.9	903.9	0.081
720	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-115	-903.9	903.9	0.127
721	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-115	-903.9	903.9	0.127
721	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-133	-903.9	903.9	0.147
721	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-127	-903.9	903.9	0.141
722	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-127	-903.9	903.9	0.141
722	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-99	-903.9	903.9	0.110
722	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2068	-49	-903.9	903.9	0.054

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
704	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2068	-49	-903.9	903.9	0.054
704	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	37	-903.9	903.9	0.041
704	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	130	-903.9	903.9	0.144
723	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	110	-903.9	903.9	0.122
723	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	59	-903.9	903.9	0.065
723	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	21	-903.9	903.9	0.023
724	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	21	-903.9	903.9	0.023
724	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-1	-2068	-12	-903.9	903.9	0.013
724	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-1	-2068	-28	-903.9	903.9	0.031
725	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-1	-2068	-28	-903.9	903.9	0.031
725	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-1	-2068	-33	-903.9	903.9	0.037
725	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	0	-50	1359.1	-1359.1	0.037
705	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	0	-50	1359.1	-1359.1	0.037
705	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	0	-61	1359.1	-1359.1	0.045
705	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	0	81	1359.1	-1359.1	0.060
565	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	65	79	1432.6	-1432.6	0.055
565	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	65	82	1432.6	-1432.6	0.057
565	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	65	85	1432.6	-1432.6	0.059
654	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	60	81	1426.9	-1426.9	0.057
654	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	60	83	1426.9	-1426.9	0.058
654	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	60	85	1426.9	-1426.9	0.060
656	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	55	74	1421.6	-1421.6	0.052
656	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	55	77	1421.6	-1421.6	0.054
656	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	55	81	1421.6	-1421.6	0.057
658	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	50	65	1416.3	-1416.3	0.046
658	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	50	69	1416.3	-1416.3	0.049
658	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	50	74	1416.3	-1416.3	0.052
661	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	45	57	1410.9	-1410.9	0.040
661	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	45	61	1410.9	-1410.9	0.043
661	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	45	65	1410.9	-1410.9	0.046
663	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	40	49	1405.3	-1405.3	0.035
663	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	40	53	1405.3	-1405.3	0.038
663	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	40	57	1405.3	-1405.3	0.041
665	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	35	41	1399.6	-1399.6	0.029
665	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	35	45	1399.6	-1399.6	0.032
665	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	35	49	1399.6	-1399.6	0.035
667	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-30	-32	1326.2	-1326.2	0.024
667	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	30	37	1394.0	-1394.0	0.027
667	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	30	41	1394.0	-1394.0	0.029
666	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-25	-26	1331.5	-1331.5	0.020
666	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-25	-29	1331.5	-1331.5	0.022
666	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-25	-32	1331.5	-1331.5	0.024
664	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-20	-21	1336.8	-1336.8	0.016
664	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-20	-24	1336.8	-1336.8	0.018
664	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-20	-26	1336.8	-1336.8	0.019
662	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-15	-16	1342.3	-1342.3	0.012
662	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-15	-19	1342.3	-1342.3	0.014
662	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-15	-21	1342.3	-1342.3	0.016
660	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-11	-903.9	903.9	0.012
660	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-10	-903.9	903.9	0.011
660	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	-9	-16	1349.0	-1349.0	0.012

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrds+}	M _{yrds-}	M _{ysd} /M _{yrds}
659	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-12	-903.9	903.9	0.013
659	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-12	-903.9	903.9	0.013
659	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	-11	-903.9	903.9	0.012
657	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-13	-903.9	903.9	0.014
657	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-13	-903.9	903.9	0.014
657	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-1	-2068	-12	-903.9	903.9	0.013
655	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-14	-903.9	903.9	0.015
655	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-14	-903.9	903.9	0.015
655	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-13	-903.9	903.9	0.014
653	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-15	-903.9	903.9	0.017
653	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2069	-15	-904.9	904.9	0.017
653	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-3	-2068	-14	-903.9	903.9	0.015
652	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-14	-25	1343.4	-1343.4	0.019
652	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-3	-2068	-15	-903.9	903.9	0.017
652	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-15	-903.9	903.9	0.017
651	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-19	-31	1337.9	-1337.9	0.023
651	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-19	-28	1337.9	-1337.9	0.021
651	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-19	-25	1337.9	-1337.9	0.019
650	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-24	-38	1332.6	-1332.6	0.029
650	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-24	-35	1332.6	-1332.6	0.026
650	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-24	-31	1332.6	-1332.6	0.023
649	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-29	-44	1327.3	-1327.3	0.033
649	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-29	-41	1327.3	-1327.3	0.031
649	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-29	-38	1327.3	-1327.3	0.029
648	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-34	-51	1321.8	-1321.8	0.039
648	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-34	-47	1321.8	-1321.8	0.036
648	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-34	-44	1321.8	-1321.8	0.033
647	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-39	-57	1315.8	-1315.8	0.043
647	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-39	-54	1315.8	-1315.8	0.041
647	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-39	-51	1315.8	-1315.8	0.039
646	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-44	-64	1309.8	-1309.8	0.049
646	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-44	-61	1309.8	-1309.8	0.047
646	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-44	-57	1309.8	-1309.8	0.044
645	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-49	-71	1303.9	-1303.9	0.054
645	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-49	-68	1303.9	-1303.9	0.052
645	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-49	-64	1303.9	-1303.9	0.049
644	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-54	-78	1298.3	-1298.3	0.060
644	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-54	-75	1298.3	-1298.3	0.058
644	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-54	-71	1298.3	-1298.3	0.055
638	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-59	-85	1292.6	-1292.6	0.066
638	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-59	-82	1292.6	-1292.6	0.063
638	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-59	-78	1292.6	-1292.6	0.060
562	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-64	-87	1287.0	-1287.0	0.068
562	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-64	-86	1287.0	-1287.0	0.067
562	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	-64	-85	1287.0	-1287.0	0.066
726	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	0	-83	1359.1	-1359.1	0.061
726	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-03	0	-74	1359.1	-1359.1	0.054
726	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-44	-903.9	903.9	0.049
727	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-44	-903.9	903.9	0.049
727	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-43	-903.9	903.9	0.048
727	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-32	-903.9	903.9	0.035

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
728	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-32	-903.9	903.9	0.035
728	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-05	0	-20	1359.1	-1359.1	0.015
728	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	31	-903.9	903.9	0.034
706	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	31	-903.9	903.9	0.034
706	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	75	-903.9	903.9	0.083
706	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	132	-903.9	903.9	0.146
729	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	142	-903.9	903.9	0.157
729	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	36	-903.9	903.9	0.040
729	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2068	-59	-903.9	903.9	0.065
730	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2068	-59	-903.9	903.9	0.065
730	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-116	-903.9	903.9	0.128
730	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-148	-903.9	903.9	0.164
731	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-148	-903.9	903.9	0.164
731	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-155	-903.9	903.9	0.171
731	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-134	-903.9	903.9	0.148
707	1	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-134	-903.9	903.9	0.148
707	2	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	-82	-903.9	903.9	0.091
707	3	1	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	0	-10	1359.1	-1359.1	0.007
586	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-11	-2074	-13	-910.1	910.1	0.014
586	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2084	13	-920.5	920.5	0.014
586	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-13	-2076	22	-912.2	912.2	0.024
613	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2073	39	-909.1	909.1	0.043
613	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2073	30	-909.1	909.1	0.033
613	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-13	-2076	22	-912.2	912.2	0.024
615	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2077	55	-913.2	913.2	0.060
615	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2077	47	-913.2	913.2	0.051
615	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2072	39	-908.0	908.0	0.043
614	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2077	69	-913.2	913.2	0.076
614	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2077	62	-913.2	913.2	0.068
614	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2077	55	-913.2	913.2	0.060
612	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	83	-912.2	912.2	0.091
612	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	76	-912.2	912.2	0.083
612	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	69	-912.2	912.2	0.076
611	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	96	-912.2	912.2	0.105
611	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	89	-912.2	912.2	0.098
611	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	83	-912.2	912.2	0.091
610	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	108	-912.2	912.2	0.118
610	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	102	-912.2	912.2	0.112
610	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2076	96	-912.2	912.2	0.105
609	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	119	-911.1	911.1	0.131
609	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	113	-911.1	911.1	0.124
609	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	108	-911.1	911.1	0.119
608	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	124	-911.1	911.1	0.136
608	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	121	-911.1	911.1	0.133
608	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	119	-911.1	911.1	0.131
607	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	124	-911.1	911.1	0.136
607	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	127	-911.1	911.1	0.139
607	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2075	131	-911.1	911.1	0.144
606	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	136	-911.1	911.1	0.149
606	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2075	133	-911.1	911.1	0.146
606	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2075	131	-911.1	911.1	0.144
605	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	144	-910.1	910.1	0.158
605	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	140	-910.1	910.1	0.154

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
605	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2074	136	-910.1	910.1	0.149
604	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	151	-910.1	910.1	0.166
604	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	147	-910.1	910.1	0.162
604	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	144	-910.1	910.1	0.158
603	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	158	-910.1	910.1	0.174
603	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	154	-910.1	910.1	0.169
603	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2074	151	-910.1	910.1	0.166
566	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2073	158	-909.1	909.1	0.174
566	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	159	-904.9	904.9	0.176
566	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2073	162	-909.1	909.1	0.178
567	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2073	165	-909.1	909.1	0.182
567	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	163	-904.9	904.9	0.180
567	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2073	162	-909.1	909.1	0.178
568	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	167	-904.9	904.9	0.185
568	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	166	-904.9	904.9	0.183
568	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2073	165	-909.1	909.1	0.182
569	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	169	-904.9	904.9	0.187
569	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	168	-904.9	904.9	0.186
569	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	167	-904.9	904.9	0.185
570	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	171	-904.9	904.9	0.189
570	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	170	-904.9	904.9	0.188
570	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	169	-904.9	904.9	0.187
571	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	173	-904.9	904.9	0.191
571	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	172	-904.9	904.9	0.190
571	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	171	-904.9	904.9	0.189
572	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	176	-904.9	904.9	0.194
572	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	174	-904.9	904.9	0.192
572	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	173	-904.9	904.9	0.191
573	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	178	-904.9	904.9	0.197
573	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	176	-904.9	904.9	0.194
573	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	176	-904.9	904.9	0.194
574	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	178	-904.9	904.9	0.197
574	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	178	-904.9	904.9	0.197
574	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	178	-904.9	904.9	0.197
575	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	177	-904.9	904.9	0.196
575	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	177	-904.9	904.9	0.196
575	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	178	-904.9	904.9	0.197
576	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	175	-904.9	904.9	0.193
576	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	176	-904.9	904.9	0.194
576	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	177	-904.9	904.9	0.196
577	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	175	-904.9	904.9	0.193
577	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	175	-904.9	904.9	0.193
577	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	175	-904.9	904.9	0.193
602	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	175	-904.9	904.9	0.193
602	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	174	-904.9	904.9	0.192
602	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	174	-904.9	904.9	0.192
578	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	173	-904.9	904.9	0.191
578	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	173	-904.9	904.9	0.191
578	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	174	-904.9	904.9	0.192
579	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	171	-904.9	904.9	0.189
579	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	172	-904.9	904.9	0.190

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
579	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2069	173	-904.9	904.9	0.191
580	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	168	-904.9	904.9	0.186
580	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	169	-904.9	904.9	0.187
580	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	171	-904.9	904.9	0.189
581	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	165	-904.9	904.9	0.182
581	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	166	-904.9	904.9	0.183
581	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	168	-904.9	904.9	0.186
582	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	162	-904.9	904.9	0.179
582	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	163	-904.9	904.9	0.180
582	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	165	-904.9	904.9	0.182
584	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	160	-904.9	904.9	0.177
584	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	161	-904.9	904.9	0.178
584	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	162	-904.9	904.9	0.179
587	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	158	-904.9	904.9	0.175
587	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	158	-904.9	904.9	0.175
587	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	160	-904.9	904.9	0.177
601	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	158	-904.9	904.9	0.175
601	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	156	-904.9	904.9	0.172
601	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2069	154	-904.9	904.9	0.170
600	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	151	-903.9	903.9	0.167
600	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	153	-903.9	903.9	0.169
600	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	154	-903.9	903.9	0.170
591	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	145	-903.9	903.9	0.160
591	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	148	-903.9	903.9	0.164
591	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	151	-903.9	903.9	0.167
595	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	140	-903.9	903.9	0.155
595	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	143	-903.9	903.9	0.158
595	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	145	-903.9	903.9	0.160
596	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	135	-903.9	903.9	0.149
596	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	137	-903.9	903.9	0.152
596	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	140	-903.9	903.9	0.155
597	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	130	-903.9	903.9	0.144
597	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	132	-903.9	903.9	0.146
597	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	135	-903.9	903.9	0.149
599	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	120	-903.9	903.9	0.133
599	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	125	-903.9	903.9	0.138
599	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	130	-903.9	903.9	0.144
598	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	110	-903.9	903.9	0.122
598	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	115	-903.9	903.9	0.127
598	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	120	-903.9	903.9	0.133
594	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	100	-902.9	902.9	0.111
594	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	105	-902.9	902.9	0.116
594	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	110	-902.9	902.9	0.122
593	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	100	-902.9	902.9	0.111
593	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	96	-902.9	902.9	0.106
593	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	93	-902.9	902.9	0.103
592	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	84	-902.9	902.9	0.093
592	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	88	-902.9	902.9	0.097
592	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	93	-902.9	902.9	0.103
590	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	76	-902.9	902.9	0.084
590	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	80	-902.9	902.9	0.089

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
590	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	84	-902.9	902.9	0.093
589	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	61	-902.9	902.9	0.068
589	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	68	-902.9	902.9	0.075
589	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	76	-902.9	902.9	0.084
588	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2057	44	-899.1	899.1	0.049
588	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2057	52	-899.1	899.1	0.058
588	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2067	61	-902.9	902.9	0.068
585	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2057	26	-899.1	899.1	0.029
585	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2057	35	-899.1	899.1	0.039
585	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2057	44	-899.1	899.1	0.049
583	1	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2050	4	-891.8	891.8	0.004
583	2	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2056	14	-891.5	891.5	0.016
583	3	9	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2056	26	-898.1	898.1	0.029
697	1	11	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2765	-66	400.5	-400.5	0.165
697	2	11	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2765	-84	400.5	-400.5	0.210
697	3	11	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-18	-2765	25	400.5	-400.5	0.062
744	1	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	315	-903.9	903.9	0.348
744	2	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	275	-903.9	903.9	0.304
744	3	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	235	-903.9	903.9	0.260
745	1	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	235	-903.9	903.9	0.260
745	2	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	192	-903.9	903.9	0.212
745	3	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	145	-903.9	903.9	0.160
746	1	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	145	-903.9	903.9	0.160
746	2	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	97	-903.9	903.9	0.107
746	3	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	43	-903.9	903.9	0.048
717	1	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	43	-903.9	903.9	0.048
717	2	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-04	0	-44	1359.1	-1359.1	0.032
717	3	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-78	-903.9	903.9	0.086
754	1	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-75	-903.9	903.9	0.083
754	2	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-127	-903.9	903.9	0.141
754	3	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-123	-903.9	903.9	0.136
698	1	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-123	-903.9	903.9	0.136
698	2	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	-73	-903.9	903.9	0.081
698	3	12	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	25	-903.9	903.9	0.028
732	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	-150	-903.9	903.9	0.166
732	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-155	-903.9	903.9	0.171
732	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-150	-903.9	903.9	0.166
733	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-150	-903.9	903.9	0.166
733	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-135	-903.9	903.9	0.149
733	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-115	-903.9	903.9	0.127
734	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-115	-903.9	903.9	0.127
734	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-90	-903.9	903.9	0.100
734	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-62	-903.9	903.9	0.069
709	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-62	-903.9	903.9	0.069
709	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-35	-903.9	903.9	0.039
709	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	0	-42	1359.1	-1359.1	0.031
735	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-02	0	-32	1359.1	-1359.1	0.024
735	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-58	-903.9	903.9	0.064
735	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-86	-903.9	903.9	0.095
736	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-86	-903.9	903.9	0.095
736	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	-96	-903.9	903.9	0.106

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
736	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	-90	-903.9	903.9	0.100
737	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	-90	-903.9	903.9	0.100
737	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-66	-903.9	903.9	0.073
737	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-24	-903.9	903.9	0.027
710	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-24	-903.9	903.9	0.027
710	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	45	-903.9	903.9	0.050
710	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	132	-903.9	903.9	0.146
738	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	126	-903.9	903.9	0.139
738	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-05	-2068	34	-903.9	903.9	0.038
738	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-41	-903.9	903.9	0.045
739	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-2	-2068	-41	-903.9	903.9	0.045
739	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-90	-903.9	903.9	0.100
739	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-117	-903.9	903.9	0.129
740	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-117	-903.9	903.9	0.129
740	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	-122	-903.9	903.9	0.135
740	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	-103	-903.9	903.9	0.114
711	1	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	-103	-903.9	903.9	0.114
711	2	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	-59	-903.9	903.9	0.065
711	3	3	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-07	-2068	13	-903.9	903.9	0.014
718	1	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	183	-903.9	903.9	0.202
718	2	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	109	-903.9	903.9	0.121
718	3	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2068	14	-903.9	903.9	0.015
749	1	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	275	-903.9	903.9	0.304
749	2	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	237	-903.9	903.9	0.262
749	3	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	183	-903.9	903.9	0.202
748	1	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	315	-903.9	903.9	0.348
748	2	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	300	-903.9	903.9	0.332
748	3	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	275	-903.9	903.9	0.304
747	1	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	315	-903.9	903.9	0.348
747	2	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-10	-2068	320	-903.9	903.9	0.354
747	3	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	315	-903.9	903.9	0.348
712	1	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	317	-903.9	903.9	0.351
712	2	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	151	-903.9	903.9	0.167
712	3	5	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2068	-16	-903.9	903.9	0.018
713	1	8	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	270	-903.9	903.9	0.299
713	2	8	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	126	-903.9	903.9	0.139
713	3	8	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2068	-19	-903.9	903.9	0.021
716	1	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	-12	-903.9	903.9	0.013
716	2	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	-15	-903.9	903.9	0.017
716	3	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-2068	-18	-903.9	903.9	0.020
743	1	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	30	-903.9	903.9	0.033
743	2	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-01	0	23	1359.1	-1359.1	0.017
743	3	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	-12	-903.9	903.9	0.013
742	1	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	71	-903.9	903.9	0.079
742	2	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	49	-903.9	903.9	0.054
742	3	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	30	-903.9	903.9	0.033
741	1	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	119	-903.9	903.9	0.132
741	2	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	95	-903.9	903.9	0.105
741	3	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	71	-903.9	903.9	0.079
714	1	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-2068	21	-903.9	903.9	0.023
714	2	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	37	-903.9	903.9	0.041
714	3	7	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	113	-903.9	903.9	0.125

verifiche di resistenza a presso/tenso flessione retta travi SLU/SLV											
n° beam	sezione	ID travata	proprietà	A _{sup}	A _{inf}	comb.	N _{sd}	M _{ysd}	M _{yrd+}	M _{yrd-}	M _{ysd} /M _{yrd}
719	1	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	171	-903.9	903.9	0.189
719	2	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	104	-903.9	903.9	0.115
719	3	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-12	-2068	14	-903.9	903.9	0.015
752	1	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	230	-903.9	903.9	0.254
752	2	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	213	-903.9	903.9	0.236
752	3	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	171	-903.9	903.9	0.189
751	1	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	198	-903.9	903.9	0.219
751	2	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	225	-903.9	903.9	0.249
751	3	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-06	-2068	230	-903.9	903.9	0.254
750	1	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-4	-2068	68	-903.9	903.9	0.075
750	2	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	146	-903.9	903.9	0.162
750	3	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-MD-08	-2068	198	-903.9	903.9	0.219
715	1	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-14	-2068	17	-903.9	903.9	0.019
715	2	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLV-01	0	-17	1359.1	-1359.1	0.013
715	3	6	Fondazione	4 fi22	4 fi22	SLU-BD-5	-2068	67	-903.9	903.9	0.074

	MIN	MAX
SF2(kN)	-177.171	170.455
	[Bm:671]	[Bm:674]

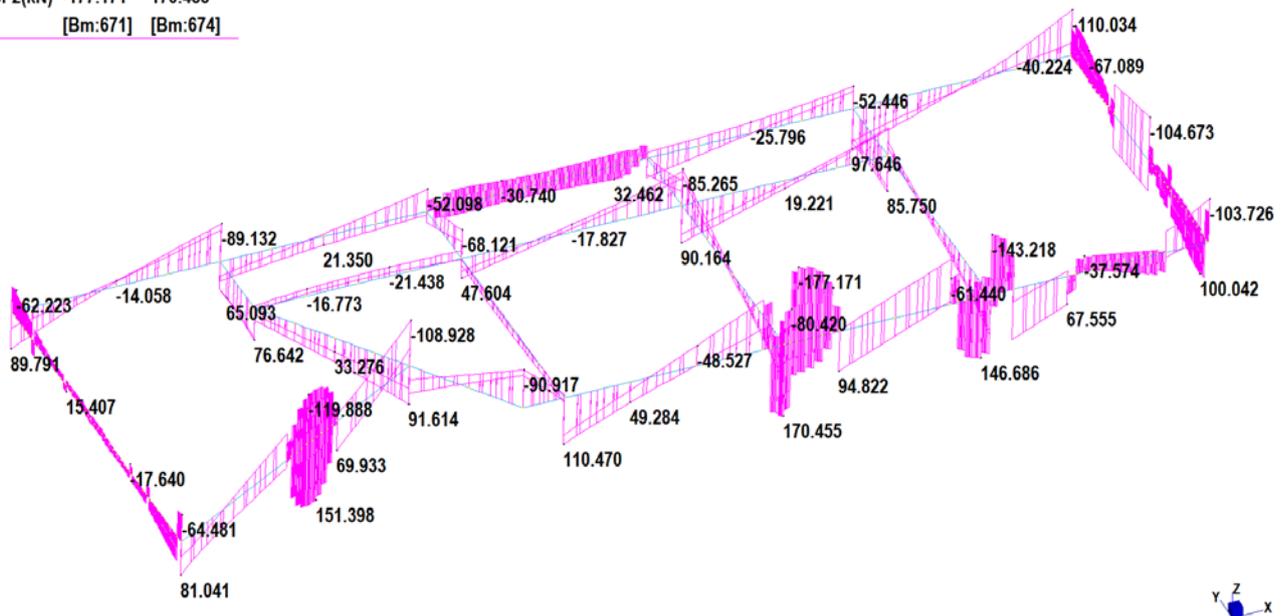


Figura 10 Taglio sollecitante nelle travi di fondazione – Involuppo delle combinazioni SLV

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8
Numero di braccia	n_b	2
Passo delle staffe	s	200
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	26
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101
Braccio della coppia interna	z	2115
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2.05
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	852.93
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1983.30
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	729.87
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	852.93
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE		
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	2796.50

10.1.7 Verifica del solaio alveolare del piano terra

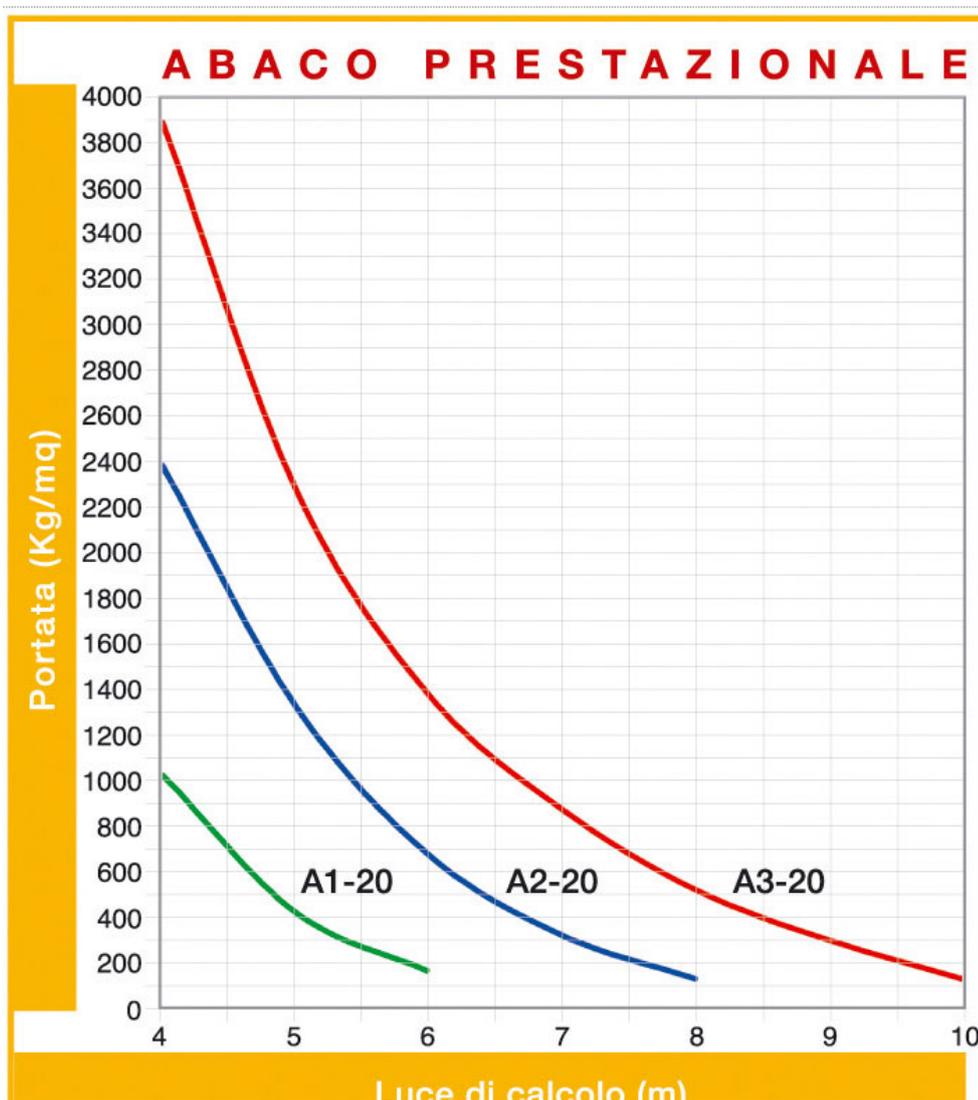
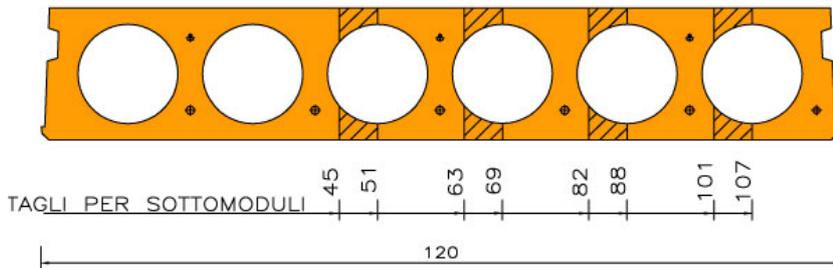
Il piano terra è sostenuto da un solaio prefabbricato alveolare tipo SPIROLL, precompresso, di altezza 20 cm, completato con getto di soletta in calcestruzzo armato di altezza 5 cm, al fine di costituire diaframma rigido ed elemento di collegamento del solaio alle travi di fondazione su cui appoggia.

Carichi sul solaio:

$G_2 = 3,6 \text{ kN/m}^2$ (rif. § 7.1.2.1 della presente relazione).

$Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (rif. § 7.1.3 della presente relazione).

La luce massima è pari a: $L = 7,14 \text{ m}$ (fili M-N).



Dati

Peso lastra di solaio
272kg/mq

Larghezza lastra di solaio
120 cm

Altezza lastra di solaio
20 cm

Altezza soletta in opera
5,0 cm

Trasporto
MAX 100 mq per viaggio

Incidenza getto di testata
0,071 Mc lastra

Incidenza getto longitudinale
0,005 mc/ml

Informazioni

Per solai non di copertura: limite
Luce max/spessore <35 con
spessore = Altezza solaio +
(altezza soletta / 2) - CNR
10025/89.

La portata è da intendere al
netto del peso proprio della
lastra di solaio e del peso
proprio della soletta in opera.
Tutte le portate consentono di
dichiarare una resistenza al
fuoco di R90.

Per avere la verifica della
resistenza al fuoco secondo
l'Eurocodice 2 parte 1-2, contatta
i tecnici Sieffe Prefabbricati
seguendo le indicazioni a fondo
pagina.

TIPO	LUCE DI CALCOLO (m)						
	4	5	6	7	8	9	10
A1 - 20	1050	450	190				
A2 - 20	2400	1350	700	350	160		
A3 - 20	3900	2300	1400	900	550	330	160

Su luce di calcolo di 7,0 m la portata è circa 9,0 kN/m² per la precompressione A3, per cui risulta:

$$G2+Q = 6,6 \text{ kN/m}^2 < 9,0 \text{ kN/m}^2.$$

10.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

Le verifiche si operano per le combinazioni allo SLU:

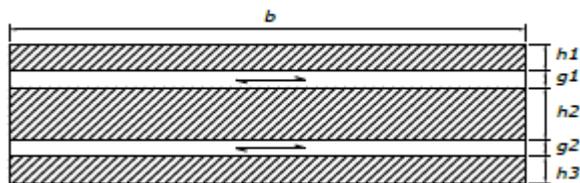
SLU-P	carichi permanenti	$k_{mod} = 0,6$
SLU-ES	carichi di media durata (accidentali)	$k_{mod} = 0,8$
SLU-N	carichi di breve durata (neve)	$k_{mod} = 0,9$
SLV	carichi istantanei (sisma)	$k_{mod} = 1,1$

In classe di servizio 1

Verifica a freddo dei pannelli XLAM

I pannelli di legno a strati di tavole incrociate vengono verificati secondo la Teoria di Mohler, espressa nell'EC5 (EN 1995-1-1) all'Appendice B.

Considerando la sezione generica di un pannello composto da 5 strati si considera una sezione composta in cui gli strati paralleli alla direzione di sollecitazione sono indicati con il tratteggio e hanno gli spessori indicati con la notazione h_i e i restanti strati interni ortogonali hanno gli spessori indicati con la notazione g_j .



La rigidezza degli strati paralleli dipende dal modulo elastico parallelo E_0 mentre la rigidezza degli strati ortogonali dipende dal modulo G_{RT} in quanto la sollecitazione di taglio in tale strato sollecita il legno a "taglio per rotolamento" (*rolling shear*). In pratica considerando il caso più comune per la teoria di Mohler di più sezioni di legno unite fra loro mediante elementi meccanici di collegamento che, sollecitati a taglio, contrastano lo scorrimento delle sezioni lignee, è come se gli strati ortogonali del pannello "fungessero" da elementi di collegamento fra gli strati paralleli, contrastando con la loro rigidezza a taglio ortogonale lo scorrimento degli strati paralleli.

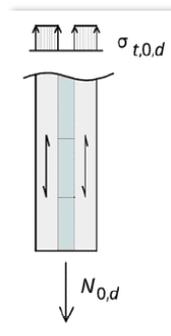
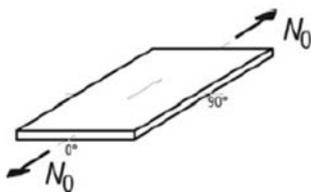
10.3 VERIFICA DI PANNELLI PARETE

Le pareti in XLAM della struttura sono costituite da pannelli composti da 5 strati di diverso spessore, 120 mm (30/20/20/20/30), 140 mm (30/30/20/30/30) e 160 mm (40/20/40/20/40).

Le verifiche svengono svolte automaticamente tramite un file di calcolo *Excel* che si interfaccia automaticamente con l'output del software di modellazione agli elementi finiti (*Straus7®*), in modo da ricavare le caratteristiche geometriche e le sollecitazioni dei pannelli verticali per eseguire le verifiche.

10.3.1 Verifica a trazione nel piano

10.3.1.1 Trazione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°)



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

$$\frac{N_{0,d}}{A_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m}$$

Dove:

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i$$

d_i : spessore dello strato i-esimo;

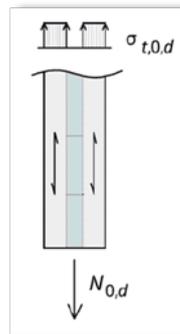
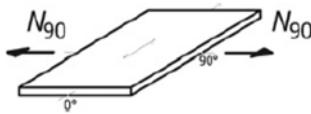
b_i : lunghezza del pannello in direzione ortogonale alla forza $N_{0,d}$

Assumendo cautelativamente che il modulo elastico degli strati trasversali (E_{90}) sia trascurabile rispetto a quello degli strati longitudinali (E_0), l'area netta per la verifica a trazione nella direzione di massima resistenza del laminato è data da:

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n b_i \cdot d_i \text{ con i indice dispari (i=1, 3, 5)}$$

k_{sys} coefficiente di resistenza di sistema, cautelativamente assunto pari a 1.

10.3.1.2 Trazione nella direzione degli strati trasversali (direzione 90°)



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

$$\frac{N_{90,d}}{A_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m}$$

Dove:

$$A_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i$$

d_i : spessore dello strato i-esimo;

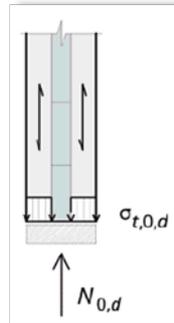
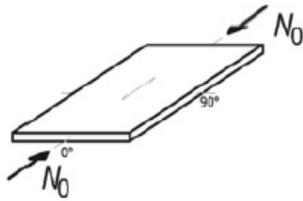
b_i : lunghezza del pannello in direzione ortogonale alla forza $N_{90,d}$

Assumendo cautelativamente che il modulo elastico degli strati trasversali (E_{90}) sia trascurabile rispetto a quello degli strati longitudinali (E_0), l'area netta per la verifica a trazione nella direzione di minima resistenza del laminato è data da:

$$A_{90,net} = \sum_{i=1}^n b_i \cdot d_i \text{ con i indice pari (i=2, 4)}$$

10.3.2 Verifica a compressione nel piano

10.3.2.1 Compressione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°)



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

$$\frac{N_{0,d}}{A_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m}$$

Dove:

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i$$

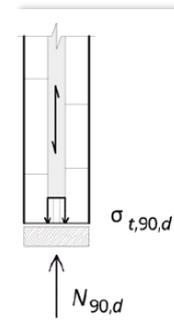
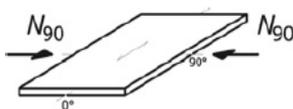
d_i : spessore dello strato i-esimo;

b_i : lunghezza del pannello in direzione ortogonale alla forza $N_{0,d}$

Assumendo cautelativamente che il modulo elastico degli strati trasversali (E_{90}) sia trascurabile rispetto a quello degli strati longitudinali (E_0), l'area netta per la verifica a trazione nella direzione di massima resistenza del laminato è data da:

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n b_i \cdot d_i \text{ con } i \text{ indice dispari (} i=1, 3, 5 \text{)}$$

10.3.2.2 Compressione nella direzione degli strati trasversali (direzione 90°)



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

$$\frac{N_{90,d}}{A_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m}$$

Dove:

$$A_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i$$

d_i : spessore dello strato i-esimo;

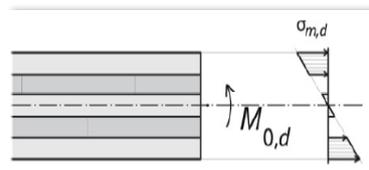
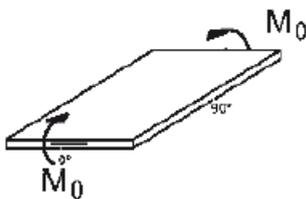
b_i : lunghezza del pannello in direzione ortogonale alla forza $N_{90,d}$

Assumendo cautelativamente che il modulo elastico degli strati trasversali (E_{90}) sia trascurabile rispetto a quello degli strati longitudinali (E_0), l'area netta per la verifica a trazione nella direzione di minima resistenza del laminato è data da:

$$A_{90,net} = \sum_{i=1}^n b_i \cdot d_i \quad \text{con } i \text{ indice pari (i=2, 4)}$$

10.3.3 Verifica a flessione fuori piano

10.3.3.1 Flessione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°)



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

$$\frac{M_{0,d}}{W_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m}$$

Dove:

k_{sys} coefficiente di resistenza di sistema, cautelativamente assunto pari a 1.

$W_{0,net} = \frac{J_{0,net}}{\max\{|z_0|; |z_u|\}}$ modulo di resistenza netto per flessione in direzione 0°

$$J_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad \text{momento d'inerzia netto per flessione in direzione 0°}$$

z_0 : distanza della fibra superiore dall'asse baricentrico;

z_u : distanza della fibra inferiore dall'asse baricentrico;

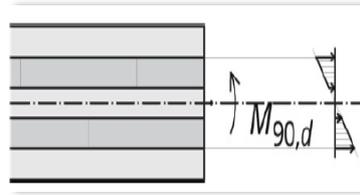
d_i : spessore dello strato i-esimo;

a_i : distanza del baricentro della lamella i-esima dall'asse baricentrico dell'intero laminato

Assumendo cautelativamente che il modulo elastico degli strati trasversali (E_{90}) sia trascurabile rispetto a quello degli strati longitudinali (E_0), il momento d'inerzia netto è dato da:

$$J_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad \text{con } i \text{ indice dispari (i=1, 3, 5)}$$

10.3.3.2 Flessione nella direzione di minima resistenza (direzione 90°)



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

$$\frac{M_{90,d}}{W_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m}$$

Dove:

k_{sys} coefficiente di resistenza di sistema, cautelativamente assunto pari a 1.

$W_{90,net} = \frac{J_{0,net}}{\max\{|z_0|; |z_u|\}}$ modulo di resistenza netto per flessione in direzione 0°

$J_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$ momento d'inerzia netto per flessione in direzione 90°

z_0 : distanza della fibra superiore dall'asse baricentrico;

z_u : distanza della fibra inferiore dall'asse baricentrico;

d_i : spessore dello strato i-esimo;

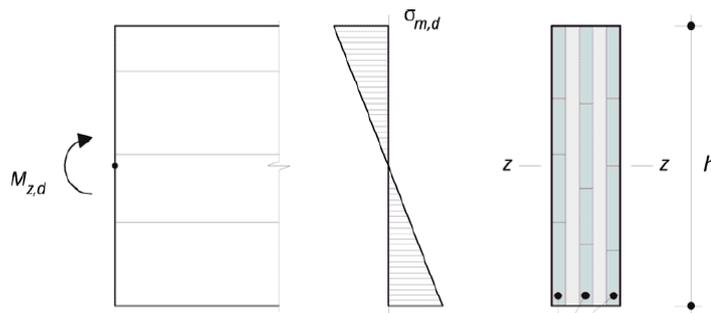
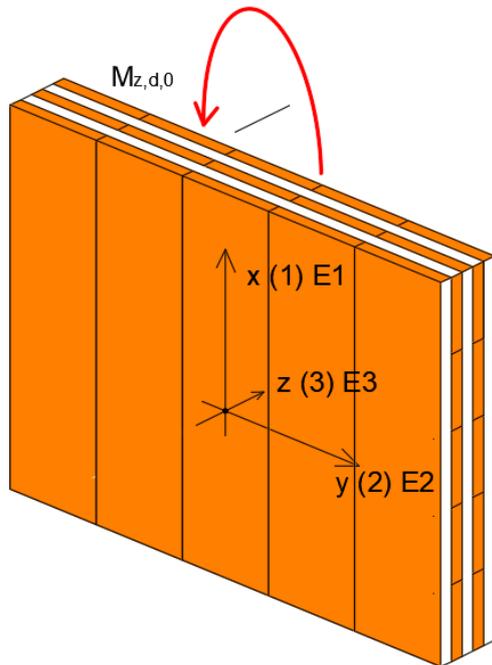
a_i : distanza del baricentro della lamella i-esima dall'asse baricentrico dell'intero laminato

Assumendo cautelativamente che il modulo elastico degli strati trasversali (E_{90}) sia trascurabile rispetto a quello degli strati longitudinali (E_0), il momento d'inerzia netto è dato da:

$$J_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad \text{con } i \text{ indice pari (i=2, 4)}$$

10.3.4 Verifica a flessione nel piano

10.3.4.1 Flessione nel piano di massima resistenza (0°)

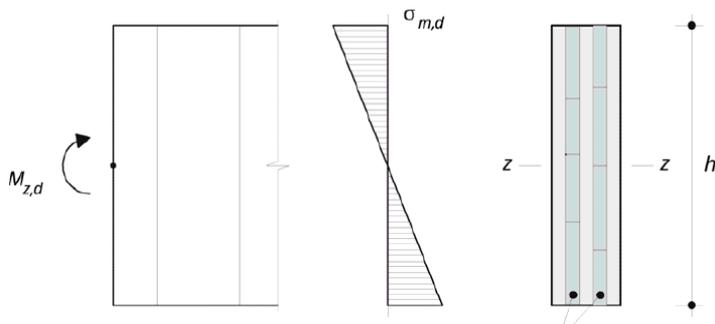
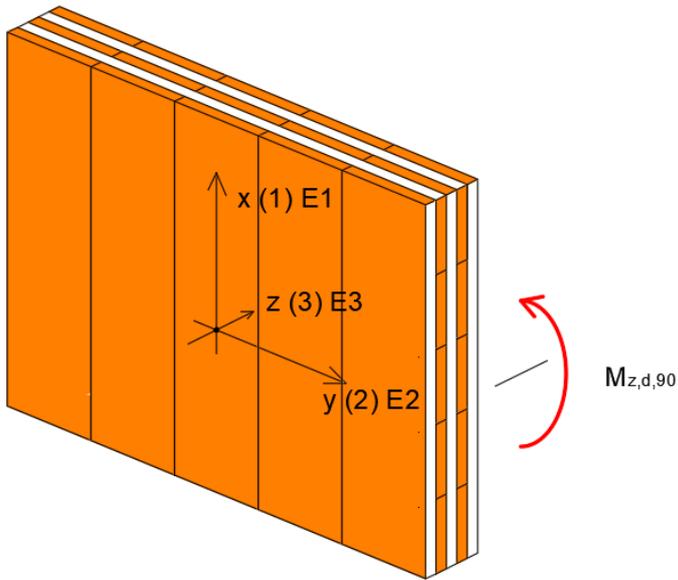


$$\sigma_{m,z,d} \leq f_{m,d}$$

$$\frac{M_{z,d,0}}{W_{z,0,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m}$$

$$W_{z,0,net} = \sum_{i=1}^5 \frac{d_i \cdot h^2}{6} \quad \text{con } i \text{ indice dispari (} i=1, 3, 5 \text{)}$$

10.3.4.2 Flessione nel piano di minima resistenza (90°)



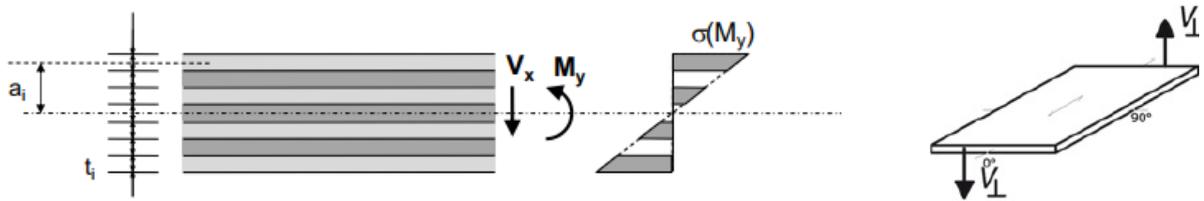
$$\sigma_{m,z,d} \leq f_{m,d}$$

$$\frac{M_{z,d,90}}{W_{z,90,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m}$$

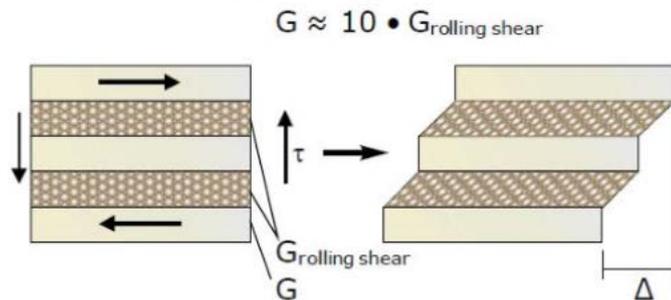
$$W_{z,90,net} = \sum_{i=1}^5 \frac{d_i \cdot h^2}{6} \text{ con } i \text{ indice pari (} i=2, 4 \text{)}$$

10.3.5 Verifica a taglio trasversale

10.3.5.1 Taglio trasversale nella direzione di massima resistenza



La determinazione delle tensioni di taglio sulla sezione considerata deve tener conto delle caratteristiche diverse dei singoli strati. In questo caso non sarebbe ragionevole definire come trascurabili gli strati con la fibratura trasversale rispetto alla direzione considerata, in quanto questi strati sono essenziali per la trasmissione della sollecitazione di taglio fra gli strati disposti parallelamente alla direzione considerata.



Il calcolo della distribuzione delle tensioni di taglio è fatto secondo la teoria di Jourawsky:

$$\tau = \frac{V \cdot S_r}{J \cdot b_r}$$

Le curve con la distribuzione delle tensioni tangenziali mostra come le stesse possano raggiungere il loro valore massimo negli strati trasversali della sezione considerata. La verifica dello stato limite ultimo considera il fatto che la resistenza a taglio dipende dalla direzione dell'orientazione della fibratura dell'elemento considerato. Quindi, oltre alla verifica a taglio sulla base della resistenza a taglio usuale, occorre comunque verificare la resistenza a taglio negli strati trasversali, dove la resistenza a taglio risulta essere molto più ridotta. Negli strati trasversali è determinante la resistenza a taglio trasversale, dove il collasso del materiale è dato dal raggiungimento della resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura nella direzione della sollecitazione principale, inclinata di 45° rispetto all'asse dell'elemento considerato, o di inclinazione di +/- 45° delle tensioni principali. Si parla in questo caso di taglio trasversale, indicandone la resistenza corrispondente con il pedice "r", dalla definizione inglese di "rolling shear", che a sua volta si ispira alla forma del collasso in questo caso particolare.

La verifica a taglio assume quindi la doppia forma:

$$\tau_{V,d} \leq f_{V,d} \quad \text{per gli strati nella direzione considerata}$$

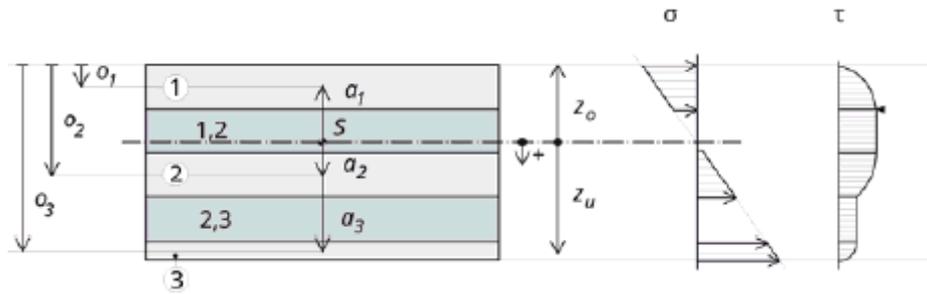
$$\tau_{V,R,d} \leq f_{V,R,d} \quad \text{per gli strati ortogonali alla direzione considerata}$$

La massima tensione tangenziale nella direzione considerata è data da:

$$\frac{V_{0,d} \cdot S_{0,net}}{J_{0,net} \cdot b} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,k}}{\gamma_M}$$

Mentre la massima tensione tangenziale per rolling-shear negli strati trasversali è data da:

$$\frac{V_{0,d} \cdot S_{R,0,net}}{J_{0,net} \cdot b} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,R,k}}{\gamma_M}$$



Dove:

$$S_{R,0,net} = \sum_{i=1}^{mL} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \text{ momento statico per rolling-shear}$$

m_L : indice dello strato longitudinale più vicino all'asse baricentrico a partire dallo stato superiore del laminato

$$S_{R,0,net} = \sum_{i=1}^{kL} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i + b \cdot \frac{\left(\frac{d_k}{2} - a_k\right)}{2} \text{ nel caso in cui l'asse baricentrico ricada all'interno dello strato longitudinale (strato a indice k);}$$

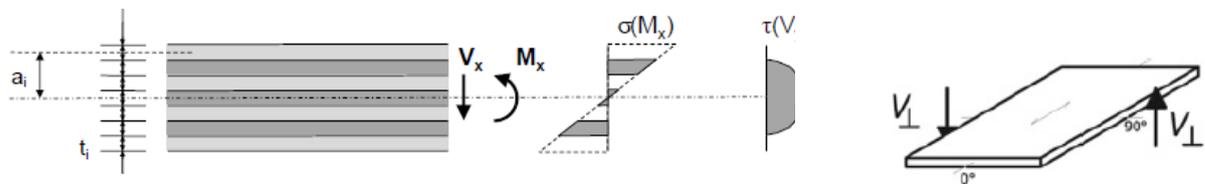
$$S_{R,0,net} = \sum_{i=1}^{kL} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \text{ nel caso in cui l'asse baricentrico non ricada all'interno dello strato longitudinale;}$$

a_k : distanza tra il baricentro della lamella che contiene l'asse baricentrico e l'asse baricentrico stesso;

d_k : spessore della lamella che contiene l'asse baricentrico;

k_L : indice dello strato longitudinale più vicino all'asse baricentrico a partire dallo stato superiore del laminato

10.3.5.2 Taglio trasversale nella direzione di minima resistenza



Analogamente a quanto visto per il taglio trasversale nella direzione di massima resistenza, il calcolo della tensione tangenziale è condotto sempre alla Jourawsky, e la condizione maggiormente gravosa è rappresentata dal taglio trasversale per rolling-shear, per il quale deve risultare:

$$\tau_{V,R,d} \leq f_{V,R,d}$$

$$\frac{V_{90,d} \cdot S_{R,90,net}}{J_{90,net} \cdot b} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,R,k}}{\gamma_M}$$

Dove:

$$S_{R,90,net} = \sum_{i=1}^{mL} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \text{ momento statico per rolling-shear}$$

m_L : indice dello strato trasversale più vicino all'asse baricentrico a partire dallo stato superiore del laminato

$$S_{R,90,net} = \sum_{i=1}^{kL} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i + b \cdot \frac{\left(\frac{d_k}{2} - a_k\right)}{2} \text{ nel caso in cui l'asse baricentrico ricada all'interno dello strato trasversale (strato a indice k);}$$

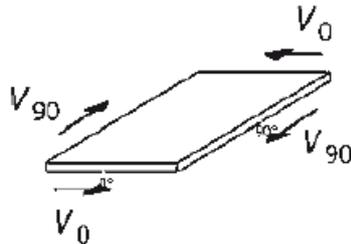
$$S_{R,0,net} = \sum_{i=1}^{k_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \text{ nel caso in cui l'asse baricentrico non ricada all'interno dello strato trasversale};$$

a_k : distanza tra il baricentro della lamella che contiene l'asse baricentrico e l'asse baricentrico stesso;

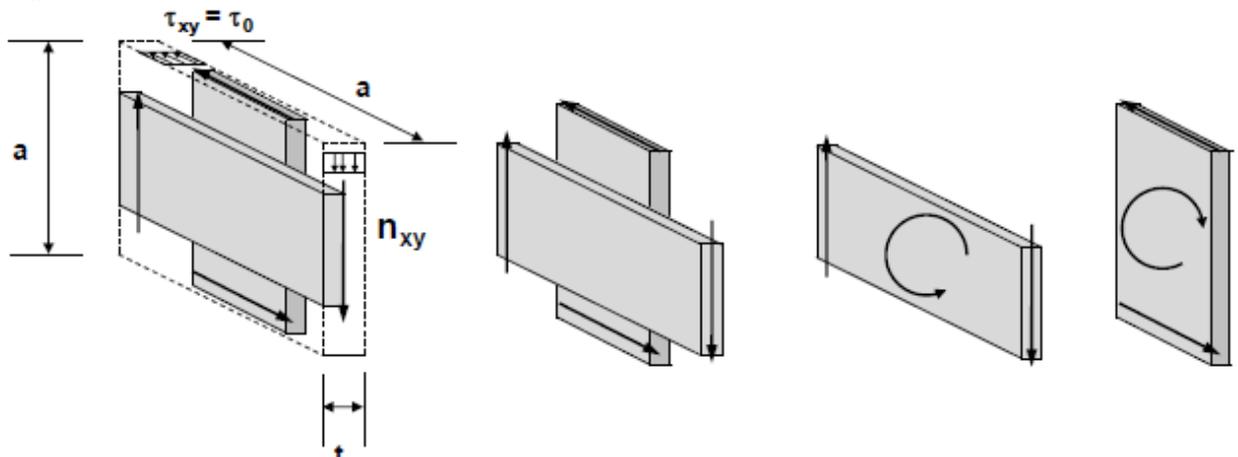
d_k : spessore della lamella che contiene l'asse baricentrico;

k_L : indice dello strato trasversale più vicino all'asse baricentrico a partire dallo stato superiore del laminato

10.3.6 Verifica a taglio complanare



Nel caso dell'XLAM il materiale non è omogeneo sul suo spessore, ma formato da una serie di strati incrociati, per cui è necessario considerare la composizione e l'orientazione dei singoli strati per la determinazione degli sforzi di taglio. La prima constatazione riguarda la non continuità del materiale nella direzione trasversale alla fibratura: non possono, infatti, essere escluse fessure trasversali, che interrompono questa continuità. Ciò vale, in prima analisi, indipendentemente dal tipo di materiale e indipendentemente dal fatto che le singole tavole siano incollate una di fianco all'altra o meno. L'analisi strutturale deve quindi partire dal principio secondo cui i diversi strati incrociati sono collegati fra loro soltanto tramite la superficie di contatto fra le tavole orizzontali e quelle verticali, e che la trasmissione delle forze fra uno strato e l'altro avviene tramite questa incollatura. Secondo questa ipotesi, il bordo libero delle singole tavole deve essere considerato come non sollecitato, per cui il flusso di taglio deve essere composto dall'incrocio di due tavole ortogonali, entrambe sollecitate da una forza di taglio.

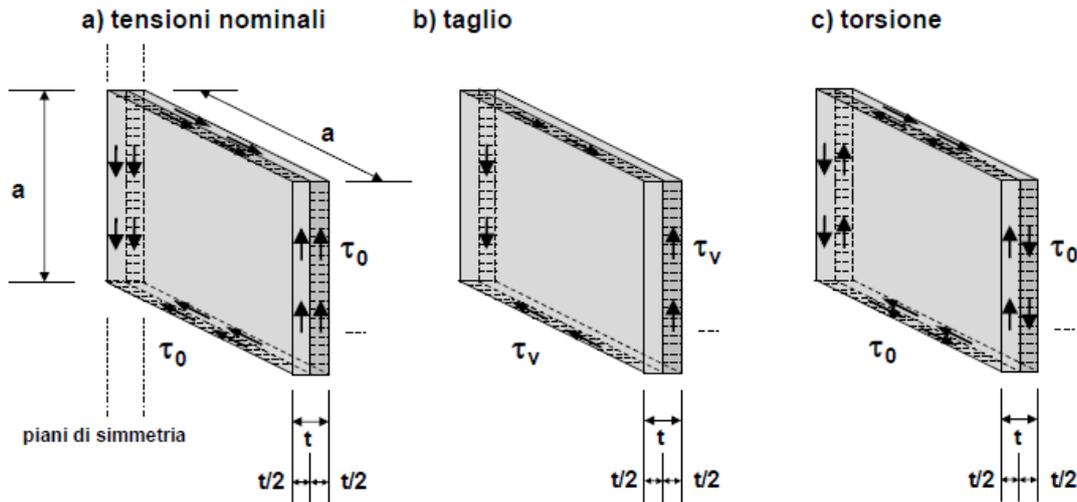


La sollecitazione a taglio dell'elemento è possibile soltanto scomponendo il flusso di taglio nella sollecitazione a taglio delle due tavole e in un momento torcente che le unisce fra loro; questo momento torcente crea la sollecitazione agente sulla superficie di contatto fra i due elementi. La sollecitazione a taglio dell'XLAM può quindi essere rappresentata come una duplice sollecitazione, formata da una componente di taglio e una componente di torsione. La sovrapposizione di queste due sollecitazioni rappresenta lo stato tensionale provocato dalla forza n_{xy} nell'XLAM. Queste due componenti sono anche definite come meccanismo di collasso 1 (taglio) e meccanismo di collasso 2 (torsione).

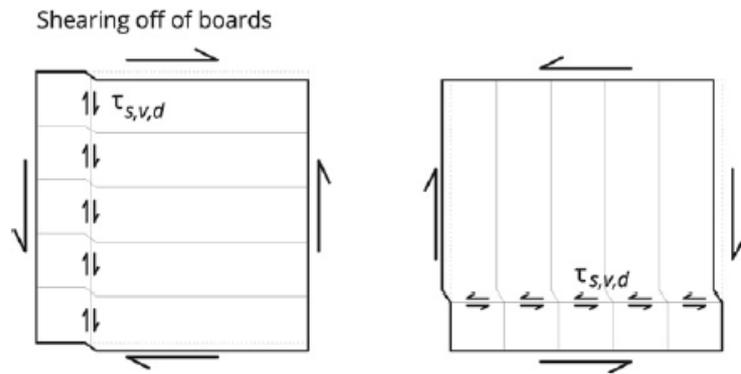
Le sollecitazioni dovute a questi due meccanismi devono essere determinate e verificate separatamente, in quanto si tratta di due meccanismi di rottura differenti, cui corrispondono due valori della resistenza differenti.

Le sollecitazioni derivanti dai due meccanismi possono essere rappresentate e determinate su un elemento di base e ideale, formato da due strati di tavole ortogonali e ammesso facente parte di un pacchetto di spessore

non limitato, in modo da trascurare gli effetti dovuti alla mancanza della simmetria nel piano della lastra.



10.3.6.1 Meccanismo 1: rottura per taglio



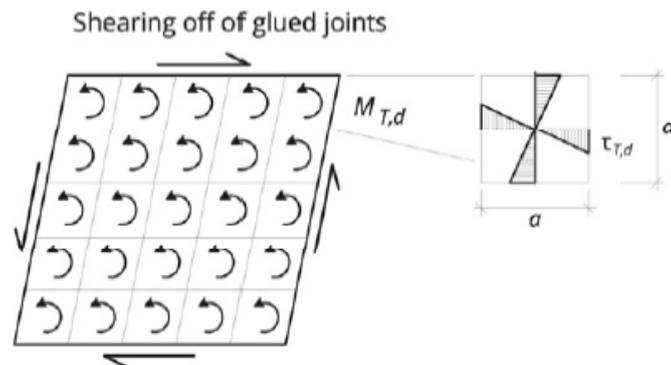
$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{T}{A_{S,net}}$$

Dove:

$$A_S = \min(A_{0,net}; A_{90,net})$$

10.3.6.2 Meccanismo 2: rottura per torsione



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

$$\tau_{T,d} = \frac{M_T}{\sum J_p} \cdot \frac{a}{2} = \frac{M_T}{n_k \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{a}{2} = \frac{3 \cdot M_T}{n_k \cdot a^3}$$

Dove:

$M_T = T \cdot h$ Momento torcente dato dal prodotto del taglio sollecitante per l'altezza del giunto considerato;

$J_p = \frac{a^4}{6}$ momento d'inerzia polare dell'incollaggio tra due lamine incrociate sovrapposte;

a : larghezza delle tavole che compongono il laminato (150 mm);

$n_k = n_s \cdot n_f$: numero di superfici incollate;

n_s : numero di superfici di incollaggio nello spessore del laminato (nel caso di XLam a 5 strati $n_s = 4$);

n_f : numero di incollaggi sull'intero pannello per ogni piano di incollaggio

$n_f = (1 + \text{int}(H / a)) \cdot (1 + \text{int}(L / a))$

H : altezza della parete;

L : lunghezza della parete;

10.3.7 Azioni combinate

10.3.7.1 Flessione e compressione

In assenza di rischio di instabilità occorre verificare la seguente condizione di resistenza per sollecitazioni combinate di compressione e flessione:

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

Dove:

$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{0,d}}{A_{0,net}}$ tensione per compressione parallela alla direzione di massima resistenza;

$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{0,net}}$ tensione massima per flessione fuori piano nella direzione di massima resistenza,

10.3.7.2 Verifiche di stabilità per presso-flessione

In caso di forze di compressione agenti su una parete verticale, questa può essere soggetta all'instabilità dovuta allo sbandamento; la presenza di un carico trasversale, come ad esempio il vento, oppure una eccentricità tra pareti sovrapposte di differente spessore, crea un momento flettente sulla parete, che aumenta il rischio di sbandamento, e che deve essere considerato. Per la verifica dello stato limite ultimo può essere applicato il medesimo principio di verifica applicato agli elementi lineari sottoposti a compressione e flessione.

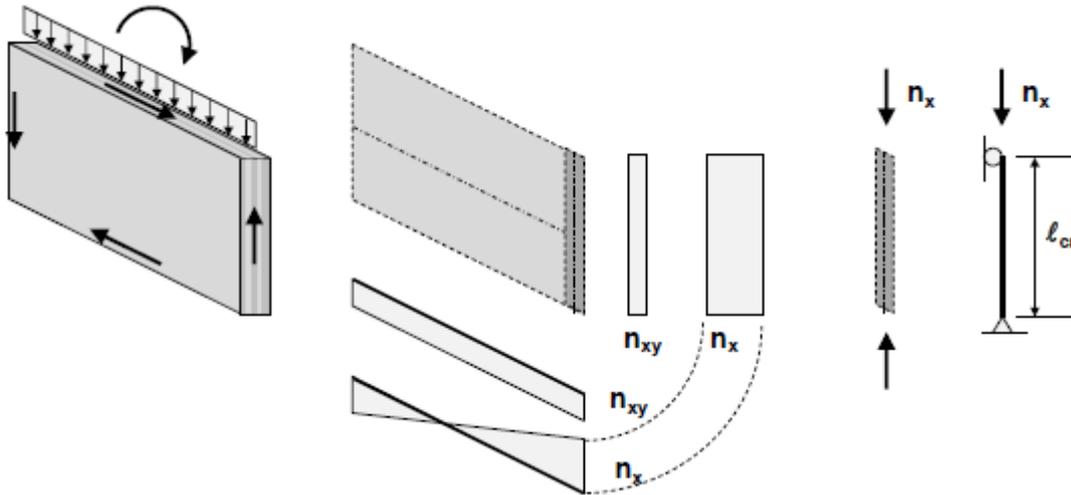


Figura 11: Condizione di presso-flessione complanare

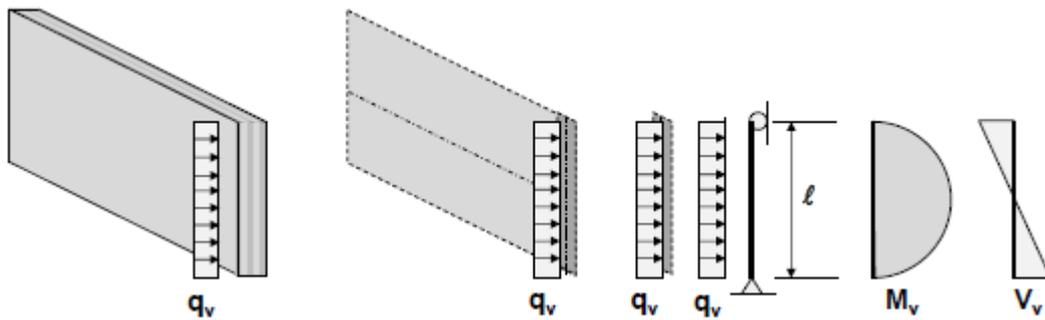
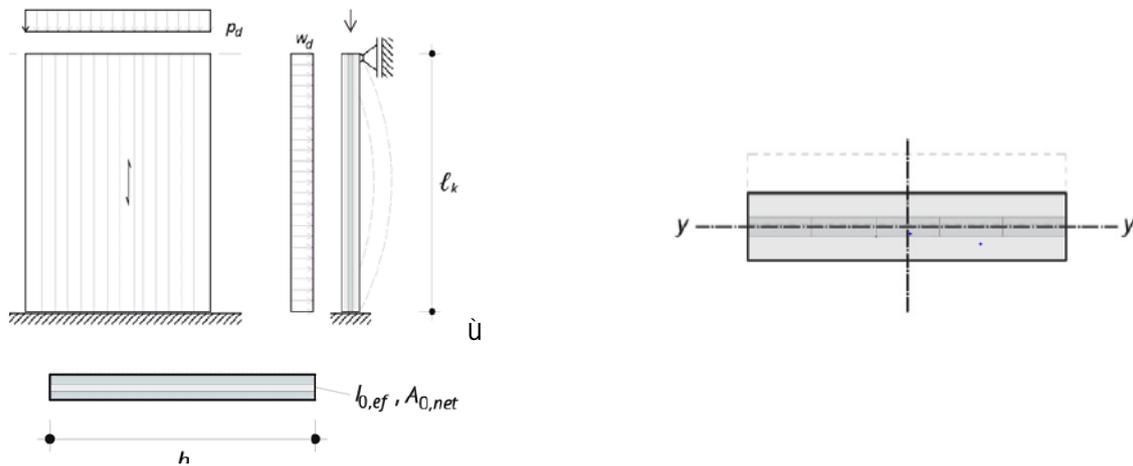


Figura 12: Condizione di presso-flessione fuori piano

10.3.7.3 Instabilità per compressione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°)



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

$$\frac{N_d}{A_{net}} + \frac{M_d}{W_{net}} \leq 1$$

Dove:

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

Coefficiente di buckling

$k_y = 0,5 \left[(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \right]$ Coefficiente di buckling

β_c Coefficiente di imperfezione; $\beta_c = 0,1$ per legno X-Lam

$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$ snellezza relativo per sbandamento laterale attorno all'asse y

$$\lambda_y = \frac{l_{k,i}}{i_{y,0,ef}}$$

$$i_{y,0,ef} = \sqrt{\frac{J_{y,0,eff}}{A_{0,net}}}$$

In generale, in caso di instabilità, la deformabilità a taglio degli strati trasversali deve essere presa in conto attraverso il calcolo del momento d'inerzia efficace $J_{y,0,eff}$ secondo il metodo Gamma riportato nella UNI EN 1995-1-1 appendice B.

Con il metodo descritto deve essere assunta una snellezza limite pari a:

$$\lambda_y \leq \lambda_{lim} = 150$$

In caso di incendio:

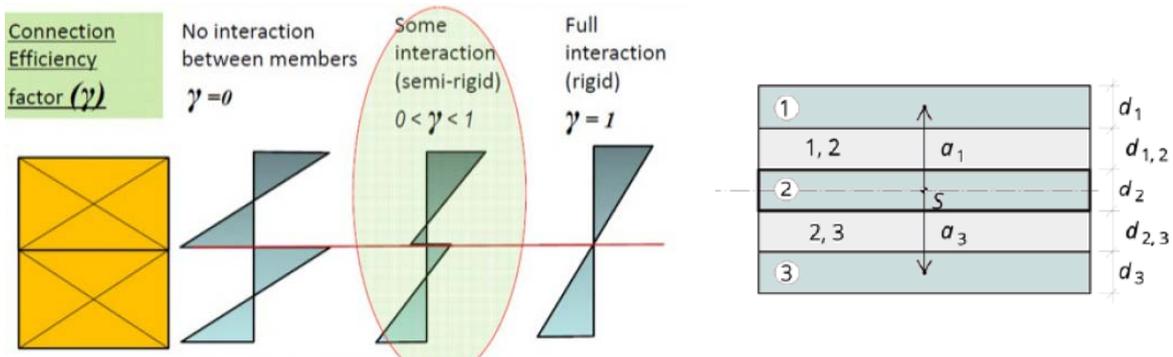
$$\lambda_{y,fi} \leq \lambda_{fi,lim} = 200$$

La presenza degli strati trasversali, più deformabili a taglio, interposti tra quelli longitudinali, fa sì che la sezione trasversale non possa essere considerata monolitica e che quindi il momento d'inerzia non possa essere calcolato come tale. L'efficacia della connessione trasversale è definita dal coefficiente di efficacia γ che in condizioni limite può essere nullo ($\gamma=0$) - assenza totale di connessione trasversale - oppure unitario ($\gamma=1$) - sezione trasversale monolitica-. La condizione reale è quella di connessione trasversale imperfetta con coefficiente di efficacia $0 < \gamma < 1$, che causa uno scorrimento relativo all'interfaccia tra le lamelle longitudinali. In questa condizioni il momento d'inerzia della sezione trasversale risulterà quindi:

$$\sum_{i=1,3,5} J_{y,0,i} < J_{y,0,eff} < J_{y,0,tot}$$

$J_{y,0,tot} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_{tot}^3$ momento d'inerzia della sezione trasversale monolitica;

$\sum_{i=1,3,5} J_{y,0,i} = \sum_{i=1,3,5} b \cdot d_i^3$ sommatoria dei momenti d'inerzia dei soli strati longitudinali.



Per un laminato a 5 strati otteniamo

$$J_{y,0,eff} = \sum_{i=1}^3 \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot d_{1,2}}{l_{ref}^2 \cdot b \cdot G_{R12}}\right)} \quad [1/m]$$

$$\gamma_2 = 1,0 \quad [1/m]$$

$$\gamma_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot d_{2,3}}{l_{ref}^2 \cdot b \cdot G_{R23}}\right)} \quad [1/m]$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot \frac{E_1}{E_c} \cdot b \cdot d_1 \cdot \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - \gamma_3 \cdot \frac{E_3}{E_c} \cdot b \cdot d_3 \cdot \left(\frac{d_3}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right)}{\sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i}$$

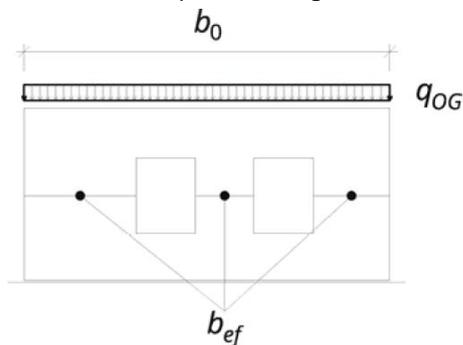
$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - a_2$$

$$a_3 = \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right) + a_2$$

Per la verifica di stabilità a presso-flessione la lunghezza di riferimento l_{ref} è pari alla lunghezza di libera inflessione della parete, cioè l'altezza stessa della parete (vincoli a cerniera cilindrica in testa e al piede della parete).

10.3.7.4 Instabilità per compressione nella direzione di massima resistenza (direzione 0°) per le pareti forate

Nel caso in cui la singola parete sia dotata di aperture praticate nei pannelli che la compongono, la stabilità complessiva per presso flessione è valutata in riferimento ad una larghezza effettiva b_{eff} ottenuta sottraendo alla lunghezza dell'intera parte le lunghezze delle aperture, come indicato nella seguente immagine:

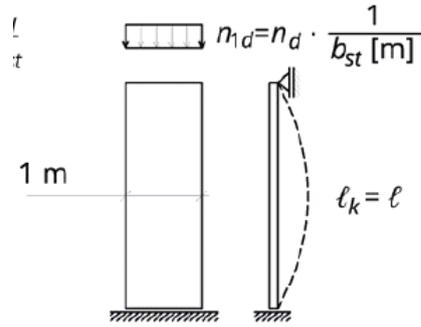
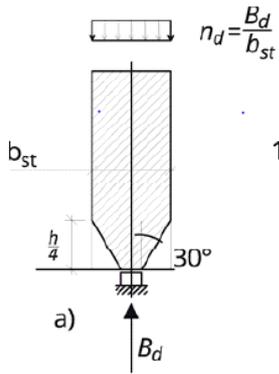


La verifica di stabilità è condotta sulla sezione residua soggetta alle sollecitazioni amplificate del fattore:

$$f_b = \frac{b_0}{b_{eff}} > 1$$

10.3.7.5 Verifica di instabilità per carico concentrato di compressione

Nel caso in cui la sezione di base di una parete soggetta ad azioni orizzontali si parzializzi, si ha uno spigolo teso (lato hold-down) e uno compresso. In corrispondenza dello spigolo compresso si può considerare una diffusione a 30° per una altezza paria a h/4 (vedi immagine seguente), e procedere alla verifica di stabilità per compressione concentrata della striscia di parete assunta collaborante.



Con riferimento alle immagini precedenti, si assume:

$$b_{st} = 2 \cdot \frac{h}{4} \cdot \tan(30^\circ) \quad \text{nel caso di carico concentrato interno alla parete (diffusione bilaterale)}$$

$$b_{st} = \frac{h}{4} \cdot \tan(30^\circ) \quad \text{nel caso di carico concentrato sullo spigolo della parete (diffusione monolaterale)}$$

$$n_d = \frac{B_d}{b_{st}}$$

Prendendo a riferimento una striscia di 1 m:

$$n_{1,d} = n_d \cdot \frac{1}{b_{st}}$$

$$l_k = h$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i_{ef}}$$

Per la verifica:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}$$

Con:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \text{Coefficiente di buckling}$$

$$k_y = 0,5 \left[(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \right] \quad \text{Coefficiente di buckling}$$

$$\beta_c \quad \text{Coefficiente di imperfezione; } \beta_c = 0,1 \text{ per legno X-Lam}$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{snellezza relativo per sbandamento laterale attorno all'asse y}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{k,i}}{i_{y,0,ef}}$$

$$i_{y,0,ef} = \sqrt{\frac{J_{y,0,eff}}{A_{0,net}}}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{0,net}}$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

10.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ PARETI X-LAM

Di seguito sono riportate le verifiche più significative di resistenza e stabilità per le pareti XLam. Al fine dell'immediata individuazione delle pareti XLam, si riporta la mappa cromatica degli ID assegnati alle varie pareti.

Legenda verifiche	
v1	trazione dell'intera sezione
v1.1	direzione 0°
v1.2	direzione 90°
v2	trazione in prossimità dell'hold-down
v3	compressione dell'intera sezione
v3.1	direzione 0°
v3.2	direzione 90°
v4	compressione contrapposta alla trazione in prossimità dell'hold-down
v5	flessione fuori piano
v5.1	direzione 0°
v5.2	direzione 90°
v6	flessione nel piano
v6.1	direzione 0°
v6.2	direzione 90°
v7	taglio trasversale
v7.1	lamine ad indice dispari - direzione 0°
v7.2	lamine ad indice pari - direzione 0°
v7.3	lamine ad indice dispari - direzione 90°
v7.4	lamine ad indice pari - direzione 90°
v8	taglio complanare
v8.1	meccanismo 1
v8.2	meccanismo 2
v9	presso/tenso flessione nel piano
v10	stabilità per compressione
v10.1	intera larghezza parete sezione SI e S
v10.2	larghezza collaborante lato compresso sezione GB
v11	taglio complanare VSd - rottura per taglio delle superfici incollate nei punti di intersezione delle tavole

Legenda sezioni	
GB	Giunto di base
SI	Sezione intermedia
GS	Giunto di sommità
GV-sx	Giunto verticale di sinistra
GV-dx	Giunto verticale di destra

Contour ID pareti:
 8 [Pt:2478,Nd:2340]
 7
 6
 5
 3
 2
 1 [Pt:1]

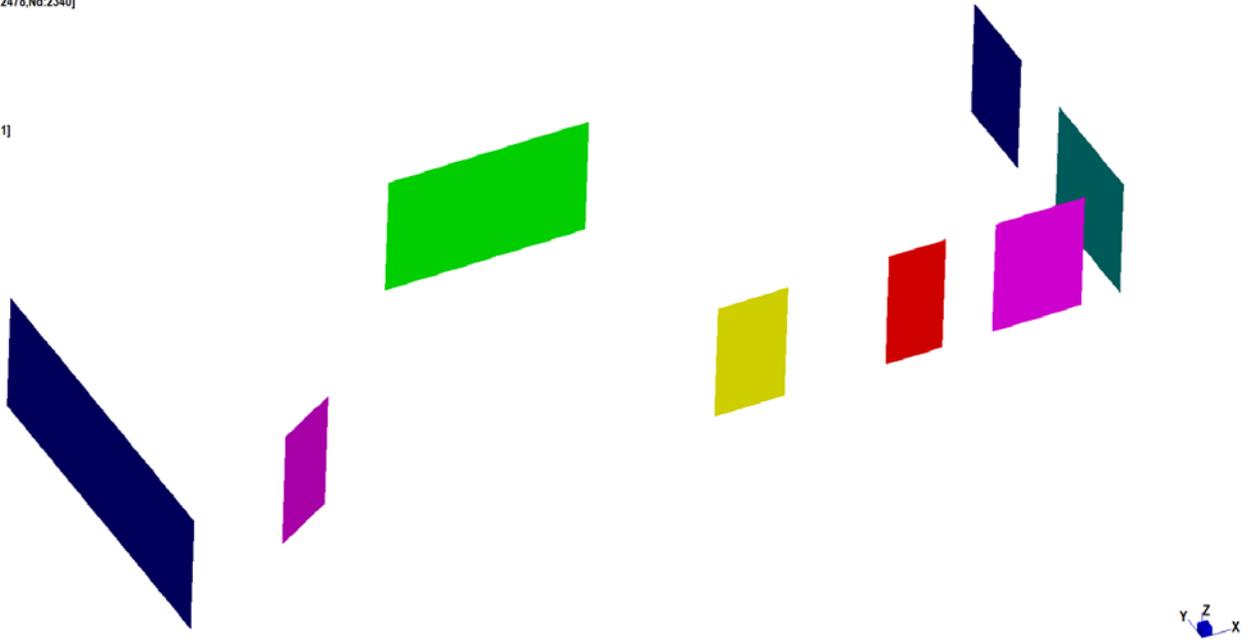


Figura 13 Mappa cromatica degli ID pareti

Verifica a compressione XLam
 0.171 [Pt:2478,Nd:2340]
 0.148
 0.124
 0.101
 0.077
 0.054
 0.030 [Pt:1857,Nd:2123]

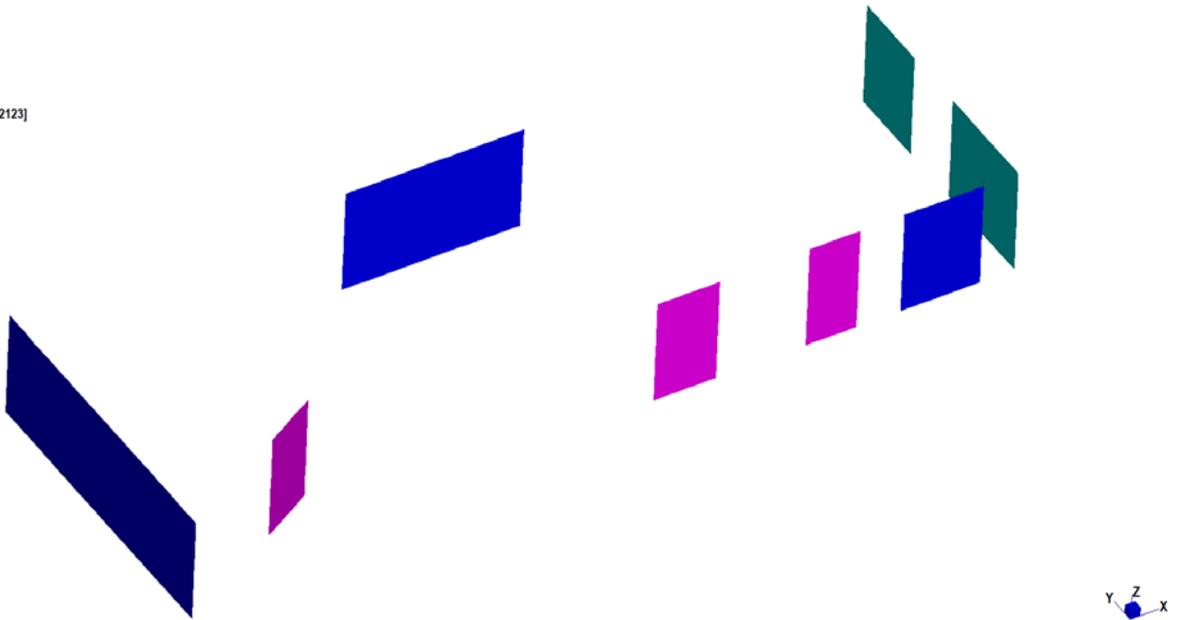


Figura 14 Contour della verifica a compressione delle pareti in X-Lam

Verifica a flessione nel piano XLam

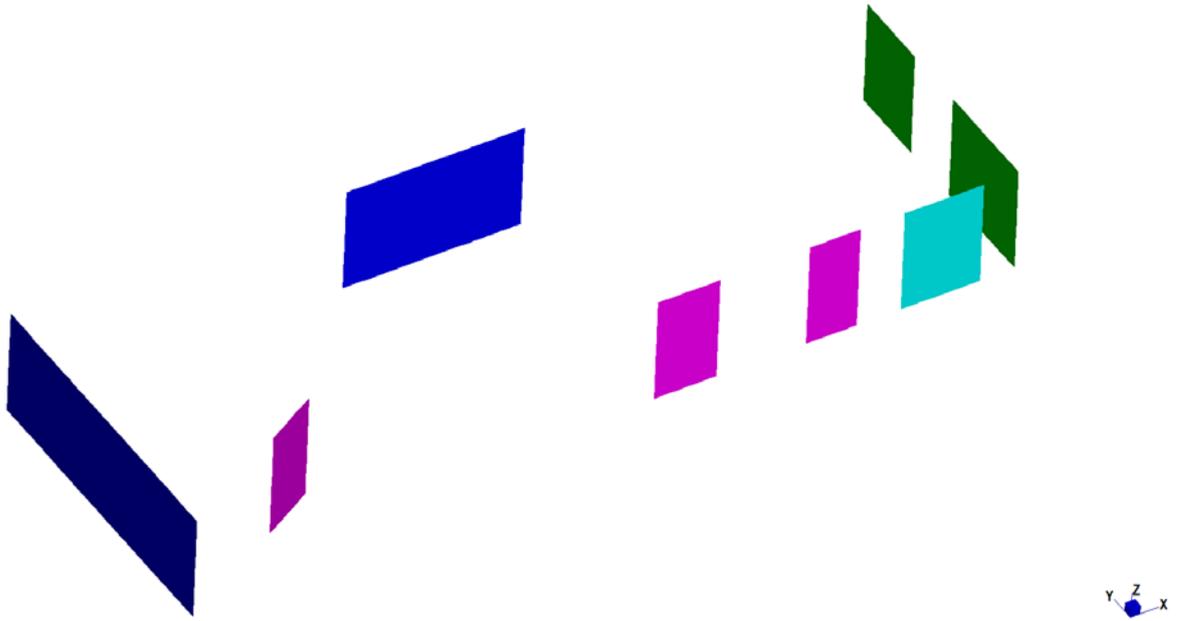
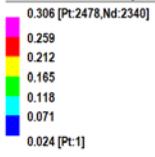


Figura 15 *Contour* della verifica a flessione nel piano delle pareti in X-Lam

Verifica a stabilità per presso-flessione XLam

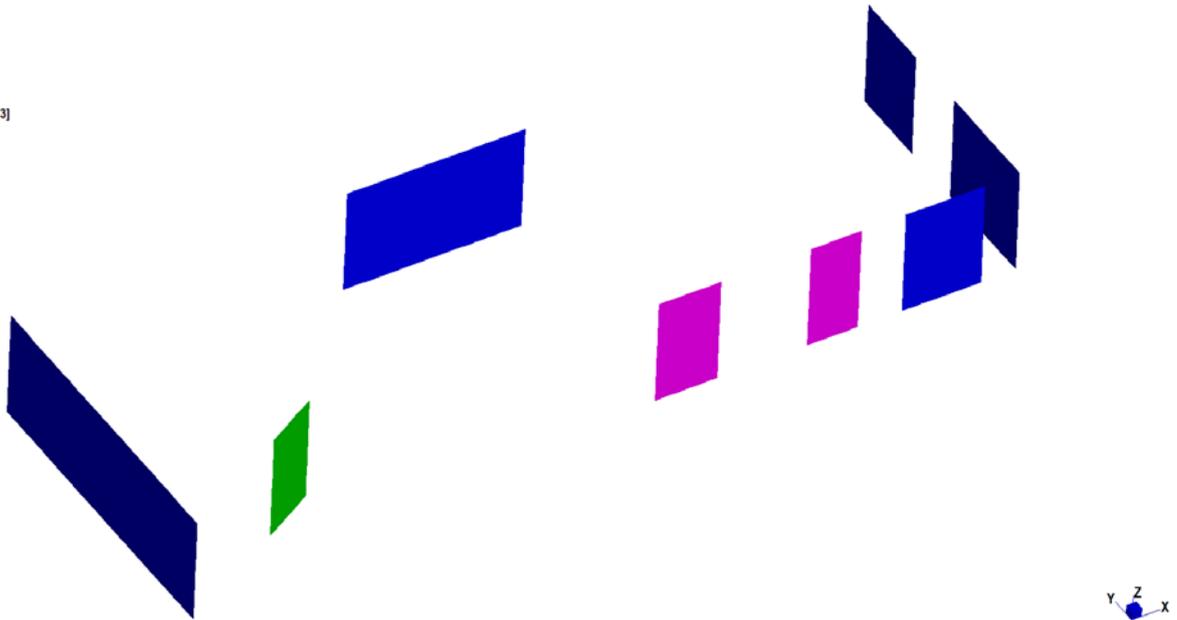
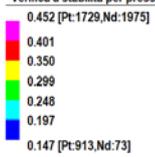


Figura 16 *Contour* della verifica a stabilità per presso-flessione delle pareti in X-Lam

Verifica a taglio complanare XLam
0.383 [Pt:913,Nd:73]
0.344
0.305
0.266
0.227
0.188
0.149 [Pt:1729,Nd:1975]

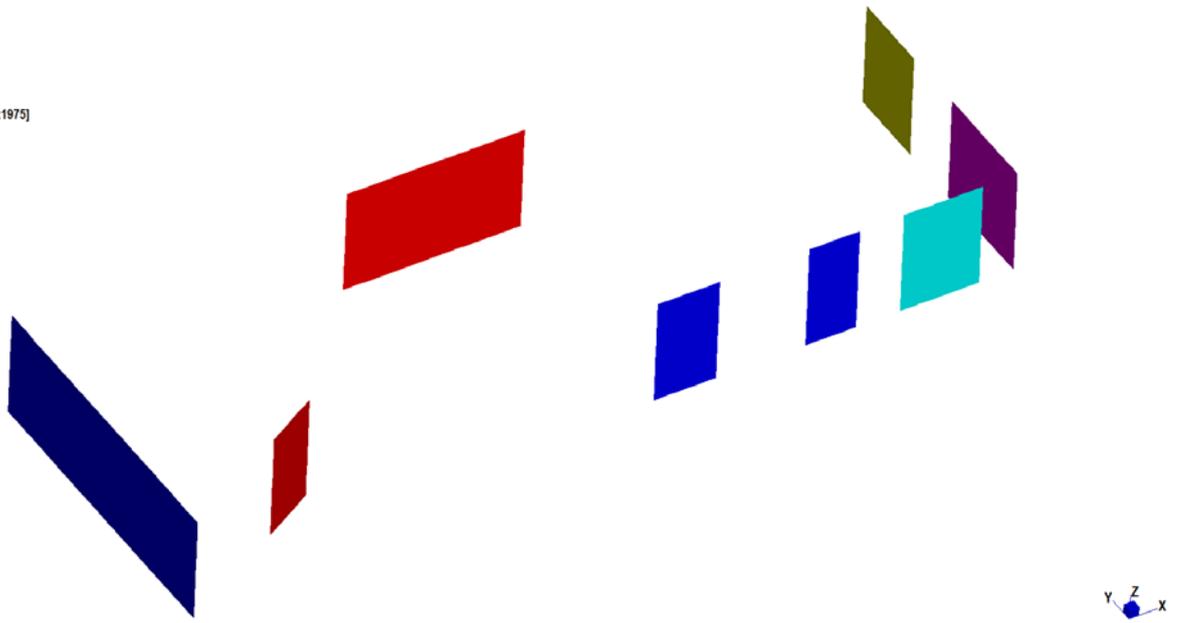


Figura 17 *Contour* della verifica a taglio complanare delle pareti in X-Lam

10.5 VERIFICA A CALDO DELLE PARETI XLAM (PROTEZIONE LASTRA SINGOLA TIPO F EN 520)

Qualora necessario, le pareti in XLam sono protette da lastre singole in gesso del tipo F secondo la norma EN 520 di spessore variabile $h_p = 12,5$ mm; $h_p = 15,0$ mm o $h_p = 20,0$ mm, fissate con viti autoforanti di lunghezza 70 mm. Le pareti, a seconda della loro collocazione, possono risultare esposte su un singolo lato (parete esterna), oppure su entrambi i lati (parete interna).

Il calcolo a caldo è condotto col metodo della sezione residua che prevede la decurtazione nel tempo di uno spessore di legno carbonizzato (d_{char}). Per il calcolo della profondità di carbonizzazione d_{char} facciamo riferimento alla norma Europea UNI-EN 1995-1-2 *Progettazione delle strutture in legno Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio*.

Nel caso in cui il legno è protetto da un rivestimento, si osservano i seguenti fenomeni:

- La carbonizzazione del legno inizia con un certo ritardo (t_{ch});
- Dopo un determinato lasso di tempo (t_f) si assiste al collasso del rivestimento protettivo;
- L'inizio della carbonizzazione del legno può avvenire prima del collasso del rivestimento protettivo ($t_{ch} < t_f$). In questo caso l'avanzamento della linea di carbonizzazione in presenza di rivestimento protettivo risulta rallentato;
- Dopo il collasso del rivestimento protettivo la velocità di carbonizzazione raggiunge valori superiori a quelli di norma, ma fino all'istante (t_a) in cui lo spessore di materiale carbonizzato dell'elemento eguaglia lo spessore carbonizzato se lo stesso non fosse protetto, e comunque dopo i 25 mm di avanzamento;
- Dopo l'intervallo di tempo t_a la velocità di carbonizzazione del legno assume i valori propri della specie di legno non protetto.

Da quanto sopra evidenziato, appare chiaro come il contributo offerto alla resistenza al fuoco di un elemento in legno, da parte di un protettivo, deve riguardare principalmente i seguenti parametri:

t_{ch} : istante di inizio della carbonizzazione del legno protetto;

t_f : istante collasso del protettivo;

t_a : istante in cui la velocità di carbonizzazione risulta "indisturbata";

$k_2 \beta_0$: velocità di carbonizzazione nell'intervallo di tempo compreso tra t_{ch} e t_f ;

$k_3 \beta_0$: velocità di carbonizzazione nell'intervallo di tempo compreso tra t_f e t_a ;

dove $\beta_0 = 0,80$ mm/min è la velocità di carbonizzazione del pannello XLAM.

l'istante di inizio della carbonizzazione t_{ch} è dato da:

$$t_{ch} = 2,8 h_p - 14$$

con h_p spessore complessivo del pannello protettivo in mm

il calcolo dell'istante t_a in cui la velocità di carbonizzazione diventa pari a quella del legno non protetto (istante di "equilibrio"), occorre controllare se lo spessore di carbonizzazione supera i 25 mm o se lo spessore di carbonizzazione eguaglia quello che si avrebbe qualora il materiale non fosse protetto. In entrambi i casi, dopo il raggiungimento di uno dei due limiti, la velocità di carbonizzazione diventa pari a quella dell'essenza non protetta.

Per il calcolo della velocità di carbonizzazione del legno protetto negli istanti compresi tra quello di inizio carbonizzazione e quello di "equilibrio" (istante in cui la velocità di carbonizzazione diventa pari a quella del legno non protetto), si utilizzano le seguenti espressioni:

per $t_{ch} \leq t \leq t_f$ $\beta_2 = k_2 \cdot \beta_0$ oppure

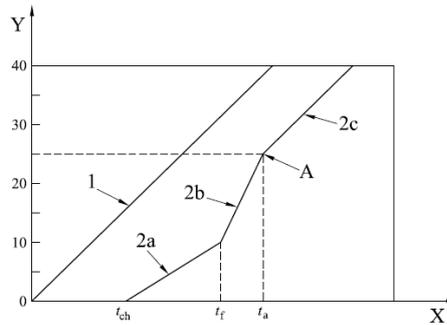
$$k_2 = 1 - 0,018 \cdot h_p \leq 1 \text{ per lastre di tipo F UNI 520}$$

per $t_f \leq t \leq t_a$ $\beta_3 = k_3 \cdot \beta_0$ oppure $\beta_3 = k_3 \cdot \beta_n$

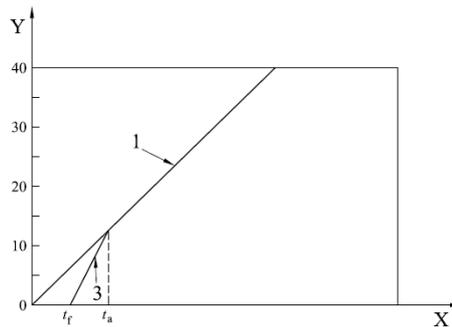
$$k_3 = 2$$

Si possono verificare tre casi:

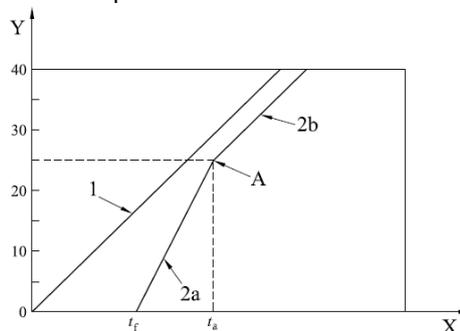
$t_{ch} < t_f$ cioè il legno inizia la carbonizzazione prima che il protettivo collassi:



$t_{ch} = t_f$ e $t_a < t_a$ (25 mm) cioè il legno inizia la carbonizzazione al momento del collasso del protettivo e la profondità di carbonizzazione all'istante t_a è minore di 25 mm:



$t_{ch} = t_f$ e $t_a = t_a$ (25 mm) cioè il legno inizia la carbonizzazione al momento del collasso del protettivo e la profondità di carbonizzazione all'istante t_a è pari almeno a 25 mm:



Di seguito è riportato il calcolo della profondità di carbonizzazione per pareti prive di protezioni, e dotate di lastra singola di protettivo tipo F (EN 520) di spessore $h_p = 12,5$, $h_p = 15,0$ mm e $h_p = 20,0$ mm, con singola e doppia esposizione per un tempo di 60 minuti:

I laminati residui dopo 60 minuti risultano quindi:

collocazione	a freddo		a caldo R 60 min.							
	laminato	sp. [mm]	nessuna protezione		1 lastra F hp 12.5 mm		1 lastra F hp 15.0 mm		1 lastra F hp 20.0 mm	
			laminato	sp.residuo [mm]	laminato	sp.residuo [mm]	laminato	sp.residuo [mm]	laminato	sp.residuo [mm]
interna	30/20/20/20/30	120	0/0/10/0/0	10	0/18.8/20/18.8/0	57.6	4.3/20/20/20/4.3	68.6	13.8/20/20/20/13.8	87.6
interna	30/30/20/30/30	140	0/5/20/5/0	30	0/28.8/20/28.8/0	77.6	4.3/30/20/30/4.3	88.6	13.8/30/20/30/13.8	107.6
interna	40/20/40/20/40	160	0/5/40/5/0	50	8.8/20/40/20/8.8	97.6	14.3/20/40/20/14.3	108.6	23.8/20/40/20/23.8	127.6
esterna	30/20/20/20/30	120	0/0/15/20/30	65	0/18.8/20/20/30	88.8	4.3/20/20/20/30	94.3	13.8/20/20/20/30	103.8
esterna	30/30/20/30/30	140	0/5/20/30/30	85	0/28.8/20/30/30	108.8	4.3/30/20/30/30	114.3	13.8/30/20/30/30	123.8
esterna	40/20/40/20/40	160	0/5/40/20/40	105	8.8/20/40/20/40	128.8	14.3/20/40/20/40	134.3	23.8/20/40/20/40	143.8

Per i laminati residui sono state successivamente condotte le verifiche di resistenza e stabilità analogamente a quanto fatto a freddo, salvo considerare le resistenze in condizioni d'incendio date da:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

Dove:

$f_{d,fi}$: è la resistenza di progetto in caso d'incendio;

f_{20} : è il frattile 20% di una proprietà di resistenza a temperatura ambiente $f_{20} = k_{fi} \cdot f_k$;

Valori di k_{fi}

	k_{fi}
Legno massiccio	1,25
Legno lamellare incollato	1,15
Pannelli a base di legno	1,15
LVL	1,1
Unioni con mezzi di unione a taglio e con elementi laterali di legno o pannelli a base di legno	1,15
Unioni con mezzi di unione a taglio e con elementi laterali di acciaio	1,05
Unioni con mezzi di unione caricati assialmente	1,05

$k_{mod,fi}$: è il fattore di correzione per il fuoco $k_{mod,fi} = 1$;

$\gamma_{M,fi}$: fattore parziale di sicurezza per il legno in caso di incendio $\gamma_{M,fi} = 1$

Di seguito sono riportate le resistenze di calcolo adottate in condizioni d'incendio:

materiale	classe di servizio	durata carico	$k_{mod,fi}$	γ_{fi}	k_{fi}	resistenze caratteristiche						
						$f_{c,0,k}$ [Mpa]	$f_{c,90,k}$ [Mpa]	$f_{t,0,k}$ [Mpa]	$f_{t,90,k}$ [Mpa]	$f_{m,k}$ [Mpa]	$f_{v,k}$ [Mpa]	$f_{vr,k}$ [Mpa]
C24	classe di servizio 1	Carico incendio	1	1	1.15	21	2.5	14	0.4	24	4	0.8
						resistenze di calcolo						
						$f_{c,0,d}$ [Mpa]	$f_{c,90,d}$ [Mpa]	$f_{t,0,d}$ [Mpa]	$f_{t,90,d}$ [Mpa]	$f_{m,d}$ [Mpa]	$f_{v,d}$ [Mpa]	$f_{vr,d}$ [Mpa]
						24.15	2.88	16.1	0.46	27.6	4.6	0.92

La carbonizzazione asimmetrica nelle pareti esposte all'incendio su un solo lato è presa in conto attraverso la flessione parassita fuori piano, sia per le verifiche di resistenza a flessione fuori piano delle pareti, che per la stabilità.

La flessione addizionale è determinata come:

$$M_{sd,add,fi} = N_{sd,fi} \cdot e_{fi}$$

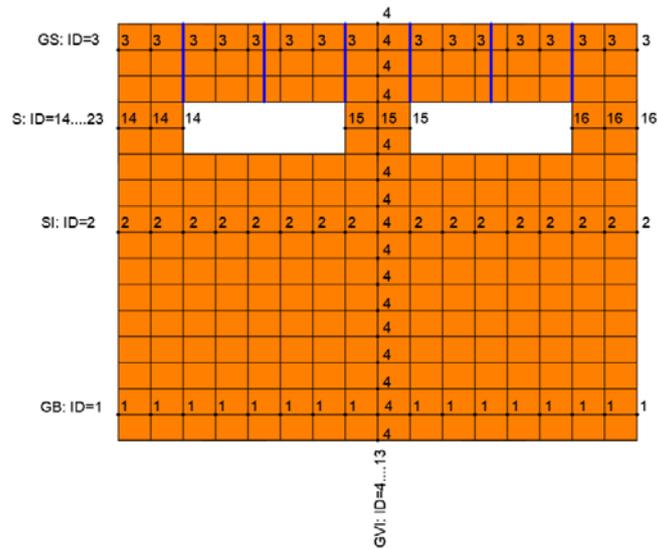
Dove:

$M_{sd,add,fi}$: momento flettente addizionale fuori piano delle pareti in condizioni d'incendio;

N_{sd} : sforzo normale sollecitante nelle sezioni di base (GB), intermedie (SI) e di sommità (GS) in condizioni d'incendio (combinazione quasi permanente);

e_{fi} : spostamento del baricentro della sezione trasversale residua rispetto alla condizione a freddo.

Per le pareti dotate di fori sono state prese in considerazione anche le sezioni trasversali in corrispondenza delle aperture evidenziate in blu nell'immagine seguente:



Il protettivo della parete è quindi stato fissato come il massimo derivante dalla verifica della parete nel suo insieme e come verifica locale delle sezioni nette.

10.5.1 Risultati delle verifiche a caldo delle pareti XLam R60

RIEPILOGO							
ID parete	tipo elemento	piano	collocazione	protezione	R [min]	laminato residuo	sp. Tot. Protettivo
1	parete	P0	esterna	Nessuna protezione	60	0/0/15/20/30	0
2	parete	P0	interna	n° 1 Lastra F sp. 15:0	60	4.3/20/20/20/4.3	15
3	parete	P0	interna	n° 1 Lastra F sp. 15:0	60	4.3/20/20/20/4.3	15
4	parete	P0	esterna	Nessuna protezione	60	0/0/15/20/30	0
5	parete	P0	esterna	Nessuna protezione	60	0/0/15/20/30	0
6	parete	P0	esterna	Nessuna protezione	60	0/0/15/20/30	0
7	parete	P0	esterna	Nessuna protezione	60	0/0/15/20/30	0
8	parete	P0	interna	n° 1 Lastra F sp. 15:0	60	4.3/20/20/20/4.3	15

Spessori dei placcaggi per la protezione all'incendio delle pareti R60 [mm]

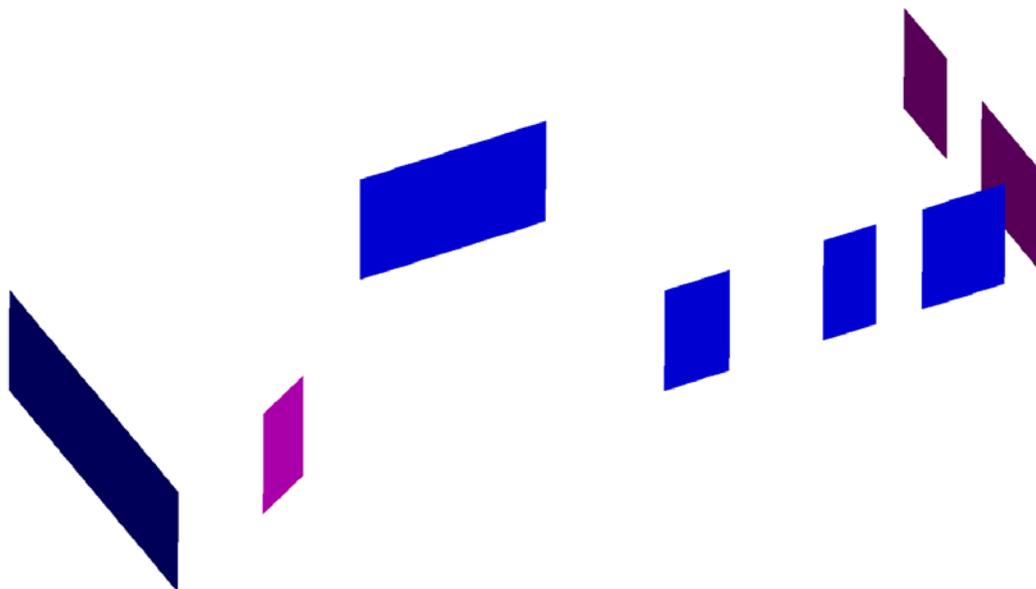
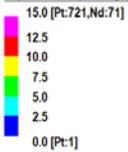


Figura 18 Spessore dei placcaggi necessari per la protezione al fuoco delle pareti (R60)

10.6 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – SOLAIO IN LEGNO XLAM

10.6.1 Verifiche di resistenza a freddo

10.6.1.1 Verifica di resistenza a freddo dei pannelli solaio - aule

Il solaio di copertura è realizzato mediante pannelli in XLam di spessore complessivo 110 mm (20+20+30+20+20).

La verifica di resistenza è riferita ad una striscia di pannello larga 1 m, sottoposta ai carichi precedentemente precisati, combinati opportunamente per massimizzare gli effetti.

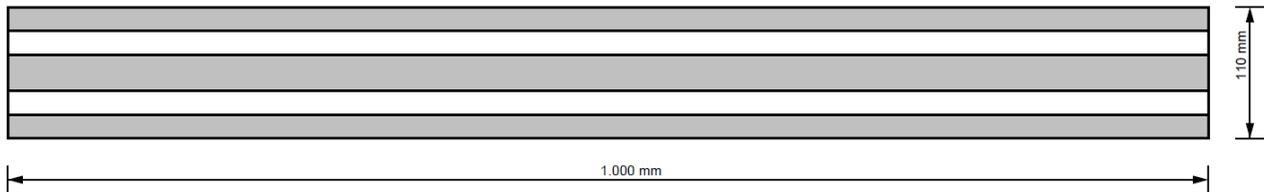


Figura 19 Sezione di calcolo

Lamella	Altezza	Orientazione	Materiale
# 1	20 mm	0	C24
# 2	20 mm	90	C24
# 3	30 mm	0	C24
# 4	20 mm	90	C24
# 5	20 mm	0	C24

Si prende in considerazione lo schema statico di trave di tre campate su due appoggi intermedi e appoggio agli estremi.

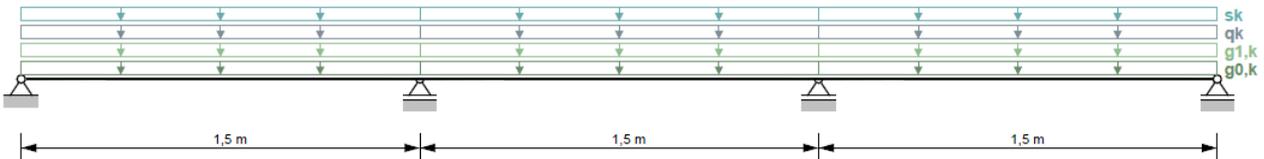


Figura 20 Schema di calcolo

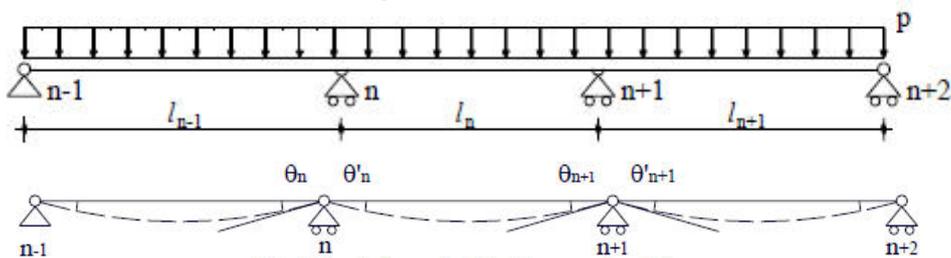


Fig. 1.7 – deformata del sistema svincolato

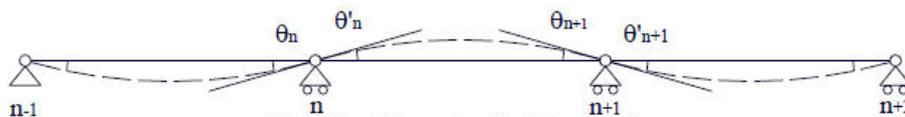


Fig. 1.8 – deformata del sistema reale

$$\frac{1}{24}(l_{n-1}^3 p_{n-1} + l_n^3 p_n) = \frac{1}{6}(l_{n-1} M_{n-1} + l_n M_{n+1}) + \frac{1}{3}(l_{n-1} + l_n) M_n$$

Figura 21 Schema statico - equazione dei tre momenti

A favore di sicurezza, si prende in considerazione la campata di lunghezza maggiore e maggiormente caricata, ritenendo automaticamente soddisfatte, a parità di carico, le verifiche anche per le campate di luce inferiore o con carico di intensità inferiore.

numero campate	3			
L ₁ [m]	1.5	solaio	uffici	
L ₂ [m]	1.5	materiale	XLAM	
L ₃ [m]	1.5	spessore	110 mm - 20/20/30/20/20	
L ₄ [m]	0			
		ψ _{0j}	ψ _{1j}	ψ _{2j}
categoria	H	0	0	0
carico variabile accidentale	0.5	kN/m ²		
carico variabile Neve	4.2	kN/m ²		
Permanente non strutturale G2	3	kN/m ²		
Y _{G1}	1.3			
Y _{G2}	1.5			
Y _Q	1.5			

Figura 22 Analisi dei carichi e geometria

resistenza:	carico massimo sfavorevole		durata del carico	carico minimo favorevole		f _{m,d} [N/mm ²]	f _{v,k} [N/mm ²]	f _{vr,k} [N/mm ²]
SLU-ES	11.50	kN/m ²	carichi breve durata	3.54	durata carico 1	14.90	2.48	0.50
SLU-P	5.20	kN/m ²	carichi permanenti	3.54	durata carico 2	9.93	1.66	0.33
SLE-QP	3.54	kN/m ²	carico incendio	3.54	incendio	27.60	4.60	0.92

verifica per carico SLU-ES carichi breve durata				verifica per carico SLU-P carichi permanenti			
Mmax [kNm/m]:	2.89			Mmax [kNm/m]:	1.23		
Tmax [kNm/m]:	10.55			Tmax [kNm/m]:	4.72		
σ _M [N/mm ²]	1.877		< 14.897	σ _M [N/mm ²]	0.801		< 9.931
τ [N/mm ²]	0.126		< 2.483	τ [N/mm ²]	0.057		< 1.655
τ _r [N/mm ²]	0.112		< 0.497	τ _r [N/mm ²]	0.050		< 0.331

Figura 23 Verifiche di resistenza

10.6.2 Verifica di deformabilità dei pannelli solaio XLam

La deformazione finale ($U_{net} = u_1 + u_2$) è data dalla somma della deformazione a lungo termine calcolata allo SLE per combinazione quasi permanente più la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante del carico accidentale prevalente.

La deformazione u_1 a lungo termine viene calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti mediante il fattore $1/(1+k_{def})$. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità dell'umidità del materiale, per classe di servizio 1 $k_{def} = 0,6$.

Le frecce nel breve periodo ($t=0$) sono calcolate in riferimento alla combinazione SLE-rara:

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{0,i} * Q_i$$

la freccia a tempo differito ($t=$ infinito) è calcolata in riferimento alla combinazione di carico quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2,1} * Q_1 + \psi_{2,2} * Q_2$$

$$U_{fin,G} = U_{ist,G} * (1 + k_{def}) \quad \text{freccia differita per carichi permanenti}$$

$$U_{fin,Q1} = U_{ist,Q1} * (1 + \psi_{2,1} * k_{def}) \quad \text{freccia differita per carico variabile principale}$$

$$U_{fin,Qi} = U_{ist,Qi} * (\psi_{0,i} + \psi_{2,1} * k_{def}) \quad \text{freccia differita per carico variabile secondario}$$

I limiti di verifica imposti, che rientrano nel *range* dei valori forniti dalle EN 1995-1-1, sono i seguenti:

$$\text{Deformazione iniziale } w_{ist}(t=0) = L/500$$

$$\text{Deformazione finale } w_{fin}(t=inf.) = L/300$$

Le verifiche vengono condotte mediante il programma di calcolo CLTdesigner v. 6.3.

10.6.2.1 Verifica di deformabilità dei pannelli solaio

Grado di sfruttamento	18,1 %
w_{max}	0,5 mm
k_{def}	0,6
con x	3,75 m
E_k	11
Deformazione iniziale $w_{inst} t = 0 (l/500)$	



10.6.3 Verifiche di vibrazione

Il periodo minimo di vibrazione verticale dei solai in legno è funzione della destinazione d'uso degli ambienti. In generale tale verifica si intende automaticamente soddisfatta qualora in presenza della massa quasi permanente risulti una frequenza di vibrazione f_1 maggiore o uguale a 8 Hz.

L'Eurocodice 5 al paragrafo 7.3.3 c. 1 consente di adottare metodi alternativi di valutazione nel caso in cui f_1 sia minore di 8 Hz. Le raccomandazioni contenute nel documento informativo della Pro Holz Austria (ente austriaco per la promozione del legno) prescrivono che, per solette in classe di vibrazione I (solette continue, solette di uffici), nel caso in cui la prima frequenza propria si trovi al di sotto del valore limite, il confort di utilizzo minimo venga assicurato rispettando un valore limite dell'accelerazione (metodo di Hamm e Richter). Occorre perciò che siano verificati i seguenti criteri:

- frequenza minima $f_1 \geq 4.5$ Hz
- accelerazione limite minore di 0,05 m/s².
- spostamento sotto la forza di un kN minore di 0,25 mm

Criterio di rigidezza

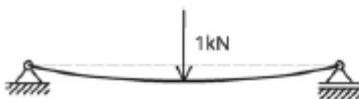


Figura 6-9: Deformazione di una trave semplice dovuta alla forza concentrata

La deformazione creata da una forza concentrata $F = 1\text{kN}$ agente nel punto più sfavorevole vale per una trave semplice senza effetto di distribuzione trasversale

$$w_{stat} = \frac{1 \text{ kN} \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_{ef}} \cdot 1.000 \leq w_{grenz} \quad (6.20)$$

ℓ Campata della trave semplice [m]

$E \cdot I_{ef}$ Rigidezza flessionale effettiva [kNm²]

L'accelerazione è la risposta della soletta dovuta al camminare di una persona.

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{M^* \cdot 2 \cdot D} = \frac{280 \cdot \alpha}{M^* \cdot 2 \cdot D} \leq a_{grenz} \quad (6.23)$$

F_0 Forza peso di una persona che cammina. $F_0 = 700$ [N]

M^* Massa modale secondo il capitolo 6.3.2 in [kg]

D Grado di smorzamento modale (anche smorzamento di Lehr) in [-]
secondo Tabella 6-6

$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$ Coefficiente per considerare l'effetto della frequenza propria sull'accelerazione della vibrazione in [-]

$$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$$

La relazione con la prima frequenza propria è indicata in figura 6-11.

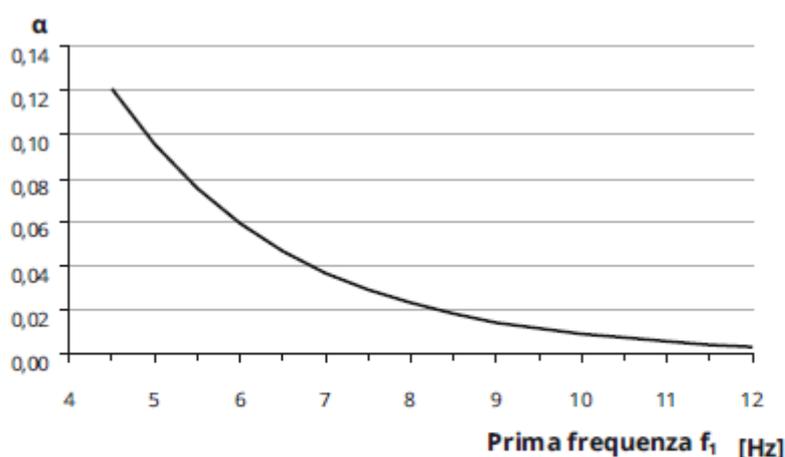


Figura 6-11: Relazione fra la prima frequenza propria e il coefficiente α

Le verifiche vengono condotte mediante il programma di calcolo CLTdesigner v. 6.3.

10.6.3.1 Risultati delle verifiche di vibrazione dei pannelli solaio

7.2.2.1 Verifica secondo EN 1995-1-1

Frequenza propria: $f_1 = 29,77$ Hz > 8,0 Hz

Rigidezza: $w_{1kN} = 0,08$ mm < 1,0 mm

Velocità/Impulso unitario: $v = 5,02$ mm/s < 29,6 mm/s

---> Verifica delle oscillazioni riuscita

7.2.2.2 Verifica secondo DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08

Frequenza propria: $f_1 = 29,77$ Hz > 8,0 Hz

Rigidezza: $w_{1kN} = 0,08$ mm < 1,0 mm

Velocità/Impulso unitario: $v = 5,02$ mm/s < 29,6 mm/s

---> Verifica delle oscillazioni riuscita

7.2.2.3 Verifica secondo DIN 1052

$w_{perm} = 0,2 \text{ mm} \leq 6,0 \text{ mm}$ ---> Verifica delle oscillazioni riuscita

7.2.2.4 Verifica secondo Hamm/Richter

Frequenza propria: $f_1 = 33,93 \text{ Hz} > 8,0 \text{ Hz}$

Rigidezza: $w_{2kN} = 0,15 \text{ mm} < 0,5 \text{ mm}$

---> Verifica delle vibrazioni riuscita

7.2.2.5 Verifica modificata secondo Hamm/Richter

Frequenza propria: $f_1 = 33,88 \text{ Hz} > 8,0 \text{ Hz}$

Rigidezza: $w_{2kN} = 0,15 \text{ mm} < 0,5 \text{ mm}$

---> Verifica delle vibrazioni riuscita

10.7 VERIFICHE DI RESISTENZA A CALDO DEI PANNELLI SOLAIO IN X-LAM

La verifica di resistenza al fuoco del solaio in legno si opera considerando la combinazione eccezionale, fornita da:

$$G1 + G2 + P + \psi21 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \dots$$

che corrisponde alla combinazione delle azioni quasi permanenti.

In caso di incendio deve essere verificato che:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi}$$

dove:

$E_{d,fi}$ è il generico effetto delle azioni in caso di incendio;

$R_{d,fi}$ è la corrispondente resistenza di progetto nella situazione di incendio.

La resistenza e il modulo elastico di progetto in caso di incendio sono forniti dalla UNI EN 1995-1-2 al §2.3:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} f_{20} / \gamma_{M,fi} ; \quad S_{d,fi} = k_{mod,fi} S_{20} / \gamma_{M,fi}$$

dove:

$f_{d,fi}$ è la resistenza di progetto in caso di incendio

$S_{d,fi}$ è la proprietà di rigidezza di progetto (E o G);

$f_{20} = k_{fi} f_k$ è il frattile 20% della resistenza a temperature normale;

$k_{fi} = 1,15$ per il legno lamellare incollato (prospetto 2.1)

$k_{mod,fi}$ è il fattore di correzione per il fuoco, che dipende dal tipo di sollecitazione e dall'esposizione della sezione;

$\gamma_{M,fi} = 1$ coefficiente parziale di sicurezza in caso di incendio.

La verifica si opera secondo il metodo della sezione ridotta.

La sezione residua di un elemento strutturale deve essere calcolata sottraendo, per ogni lato esposto al fuoco, la profondità di carbonizzazione efficace fornita da:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

o

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

con:

$d_{char,0} = \beta_0 t$ è la profondità di carbonizzazione unidimensionale di progetto;

$d_{char,n} = \beta_n t$ è la profondità di carbonizzazione convenzionale di progetto;
 β_0 è la velocità di carbonizzazione unidimensionale di progetto
 β_n è la velocità di carbonizzazione convenzionale di progetto
 t è il tempo di esposizione al fuoco

$d_0 = 7 \text{ mm}$

$k_0 = 1$ per $t \geq 20 \text{ min}$

nel nostro caso, legno lamellare di conifera, $\beta_0 = 0,75 \text{ mm/min}$, $\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$, da cui per $t = 60 \text{ min}$, considerando per il solaio una carbonizzazione unidimensionale, si ha:

$d_{ef} = 0,65 \cdot 60 + 7 = 46,0 \text{ mm}$

$d_{ef} = 0,7 \cdot 60 + 7 = 49,0 \text{ mm}$

Per la determinazione della resistenza di progetto da utilizzare in questo metodo la norma raccomanda di porre $k_{mod,fi} = 1$.

La scelta della modalità monodimensionale o nominale è determinata sulla base della dimensione minima della sezione trasversale residua: nel caso essa risulti superiore ad un limite minimo prefissato b_{min} , si deve utilizzare l'approccio monodimensionale.

$$b_{min} = \begin{cases} 2 \cdot d_{char,0} + 80 & \text{per } d_{char,0} \geq 13 \text{ mm} \\ 8,15 \cdot d_{char,0} & \text{per } d_{char,0} < 13 \text{ mm} \end{cases}$$

Si prescrive:

- 1) utilizzo di colla resistente al fuoco;
- 2) incollatura laterale delle lamelle;
- 3) riempimento degli interstizi.

Sotto queste ipotesi si ha:

Durata dell'incendio	60'
Lato esposto al fuoco	inferiore
k_{fire}	1.15
velocità di carbonizzazione	$\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$

Si riporta di seguito la verifica di resistenza a caldo dei pannelli in XLam. Per la geometria ed il valore dei carichi si rimanda al §11.5.1.

carico da incendio	
$Y_{M,fi}$	1
k_{fi}	1.15
t [min]	60
β_n [mm/min]	0.8
d_0 [mm]	7
$k_{mod,fi}$	1
k_0	1
$d_{char,n}$ [mm]	48
d_{ef} [mm]	55

10.7.1 Risultati delle verifiche di resistenza a caldo dei pannelli solaio XLam

10.7.1.1 Verifica di resistenza a caldo dei pannelli solaio

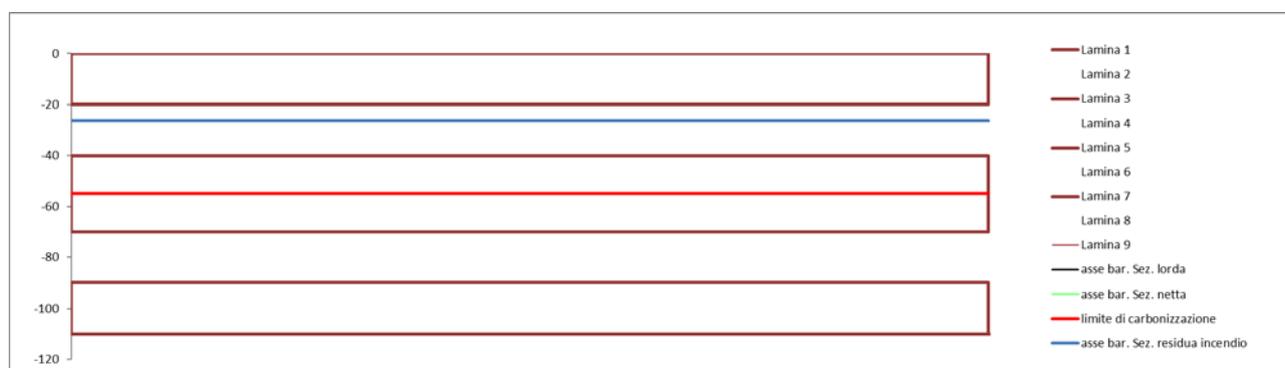


Figura 24 Sezione residua incendio

durata del carico	carico minimo favorevole		$f_{m,d}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	$f_{vr,k}$ [N/mm ²]
carico incendio	3.54	incendio	27.60	4.60	0.92
SLE-QP carico incendio					
Mmax [kNm/m]:	0.80				
Tmax [kN/m]:	3.19				
σ_M [N/mm ²]	1.772		< 27.6		
τ [N/mm ²]	0.079		< 4.6		
τ_r [N/mm ²]	0.000		< 0.92		

10.8 VERIFICA A FREDDO TRAVI, COLONNE E SETTI IN LEGNO LAMELLARE

10.8.1 Verifica di resistenza

Le verifiche sugli elementi trave in legno lamellare sono condotte sempre con il metodo degli stati limite secondo schemi statici di travi su due o più appoggi secondo la teoria tecnica della trave di Timoshenko, dotata perciò di deformabilità a flessione e taglio. Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza a freddo condotte sulle travi.

10.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura (T0)

Per elementi soggetti a trazione, deve risultare:

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

dove:

$\sigma_{t,0,d}$ è la tensione a trazione di progetto, parallelamente alla fibratura;

$f_{t,0,d}$ è la resistenza di progetto a trazione, parallelamente alla fibratura.

10.8.1.2 Compressione parallela alla fibratura (C0)

Per elementi soggetti a compressione, deve risultare:

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

dove:

$\sigma_{c,0,d}$ è la tensione a compressione di progetto, parallelamente alla fibratura;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza a compressione di progetto, parallelamente alla fibratura.

10.8.1.3 Compressione ortogonale alla fibratura (C90)

Per elementi soggetti a compressione trasversale, deve risultare:

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

con

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

dove:

$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di progetto a compressione nell'area di contatto efficace, perpendicolare alla fibratura;

$F_{c,90,d}$ è il carico di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura;

A_{ef} è l'area di contatto efficace in compressione perpendicolare alla fibratura;

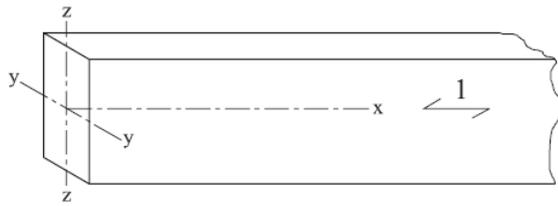
$f_{c,90,d}$ è la resistenza di progetto a compressione, perpendicolare alla fibratura;

$k_{c,90}$ è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché del grado di deformazione a compressione.

Nel proseguo sarà adottato $k_{c,90} = 1,5$

10.8.1.4 Flessione (My; Mz)

Per elementi inflessi attorno all'asse y-y e/o all'asse z-z, deve risultare:



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

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

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di progetto a flessione intorno agli assi principali come mostrato in figura

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze a flessione di progetto.

Il coefficiente k_m tiene in conto della redistribuzione delle tensioni e dell'effetto delle non omogeneità del materiale in una sezione trasversale. Per sezioni rettangolari $k_m = 0,7$

10.8.1.5 Taglio (Tz; Ty)

Per taglio con una componente della tensione parallela alla fibratura, così come per taglio con entrambe le componenti di tensione perpendicolari alla fibratura, deve essere soddisfatta la seguente condizione:

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

Dove:

τ_d : è la tensione di progetto di taglio, calcolata alla Jourawski;

$f_{v,d}$: è la resistenza di progetto a taglio per la condizione effettiva di sollecitazione (taglio parallelo alla fibratura, o taglio per rotolamento). Per la verifica di resistenza a taglio di elementi sottoposti a flessione, l'influenza delle fessurazioni longitudinali è presa in conto utilizzando una larghezza efficace dell'elemento ligneo data da:

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

Deove:

b : è la larghezza della sezione pertinente dell'elemento;

k_{cr} : 0,67 per il legno lamellare incollato.

10.8.1.6 Torsione (Mz)

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\tau_{\text{tor},d} \leq k_{\text{shape}} f_{v,d}$$

con:

$$k_{\text{shape}} = \begin{cases} 1,2 & \text{per una sezione trasversale circolare} \\ \min. \begin{cases} 1 + 0,15 \frac{h}{b} \\ 2,0 \end{cases} & \text{per una sezione trasversale rettangolare} \end{cases}$$

dove:

$\tau_{\text{tor},d}$ è la tensione torsionale di progetto;

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

k_{shape} è un coefficiente che dipende dalla forma della sezione trasversale;

h è la dimensione più grande della sezione trasversale;

b è la dimensione più piccola della sezione trasversale.

10.8.1.7 Flessione e trazione assiale combinate (My – T0; Mz – T0)

Devono essere soddisfatte le seguenti espressioni:

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

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

10.8.1.8 Flessione e compressione assiale combinate (My – C0; Mz – C0)

Devono essere soddisfatte le seguenti espressioni:

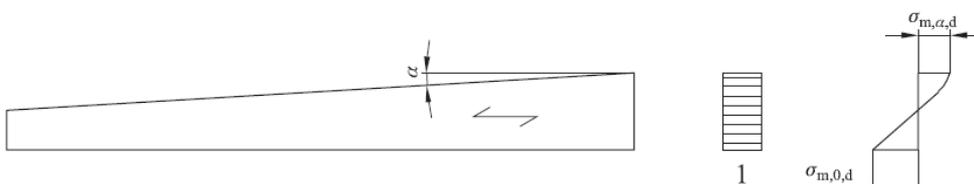
$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Il coefficiente k_m tiene in conto della redistribuzione delle tensioni e dell'effetto delle non omogeneità del materiale in una sezione trasversale. Per sezioni rettangolari $k_m = 0,7$.

10.8.1.9 Flessione in travi a rastremazione semplice (My)

Nel caso di travi con sezione variabile a rastremazione semplice (su un solo lato), deve essere tenuto in conto degli effetti della combinazione tra forza assiale e momento flettente.



Le tensioni a flessione di progetto $\sigma_{m,\alpha,d}$ e $\sigma_{m,0,d}$ possono essere assunte come:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6M_d}{b \cdot h^2}$$

In corrispondenza delle fibre più esterne del bordo rastremato, le tensioni devono rispettare la seguente espressione:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d}$$

dove:

$\sigma_{m,\alpha,d}$ è la tensione di progetto per la flessione inclinata rispetto alla fibratura;

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

$k_{m,\alpha}$ si raccomanda che sia calcolata come:

Per tensioni di trazione parallele al bordo rastremato:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}}$$

Per tensioni di compressione parallele al bordo rastremato:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}}$$

10.8.1.10 Risultati delle verifiche – elementi trave

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza maggiormente significative per le travi in lamellare GL 28h, sia per le combinazioni di carico in assenza di sisma che in presenza di sisma.

Legenda verifiche:	
T_0	trazione parallela alle fibre EC5-1-1 §6.1.2
C_0	compressione parallela alle fibre EC5-1-1 §6.1.4
M_y	flessione attorno all'asse y-y eq (6.11) EC5-1-1 §6.1.6
M_z	flessione attorno all'asse z-z eq (6.12) EC5-1-1 §6.1.6
T_z	taglio $T_{z,sd}$ (parallelo all'asse z-z) EC5-1-1 §6.1.7
T_y	taglio $T_{y,sd}$ (parallelo all'asse y-y) EC5-1-1 §6.1.7
M_t	torsione $M_{t,sd}$ EC5-1-1 §6.1.8
F_y, T_0	flessione e trazione assile eq. (6.17) EC5-1-1 §6.2.3
F_z, T_0	flessione e trazione assile eq. (6.18) EC5-1-1 §6.2.3
F_y, C_0	flessione e compressione assile eq. (6.19) EC5-1-1 §6.2.4

Combinazioni di carico statiche

GL 28h	classe servizio 1		$\gamma_M=1.45$	mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
n° beam	comb.	tipo comb.	sezione bxh [cm]	ascissa 3	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
57	SLU-MD-01	carico media durata	18x44	0.0	0.0	0.0	29.9	0.0	10.7	-198.9
53	SLU-MD-01	carico media durata	18x44	0.0	0.0	0.0	39.2	0.0	-11.9	12.5
77	SLU-BD-1	carico breve durata	24x76	1296.3	0.1	1285.1	10.7	345544.5	-0.2	40.0
77	SLU-BD-1	carico breve durata	24x76	1296.3	0.1	1285.1	10.7	345544.5	-0.2	40.0
20	SLU-BD-1	carico breve durata	24x76	648.2	2.1	1330.3	168.2	109320.9	-0.2	40.0
64	SLU-BD-1	carico breve durata	18x44	0.0	7.4	-6536.5	33.5	345.0	0.0	2701.8
64	SLU-MD-01	carico media durata	18x44	0.0	6.5	-5694.2	30.0	320.8	0.0	2874.5
78	SLU-MD-01	carico media durata	24x76	1296.3	-0.2	1131.5	8.5	292011.8	0.5	-18.0
78	SLU-MD-01	carico media durata	24x76	1296.3	-0.2	1131.5	8.5	292011.8	0.5	-18.0
77	SLU-BD-1	carico breve durata	24x76	1296.3	0.1	1285.1	10.7	345544.5	-0.2	40.0
77	SLU-BD-1	carico breve durata	24x76	1296.3	0.1	1285.1	10.7	345544.5	-0.2	40.0

n° beam	T ₀	C ₀	M _y	M _z	T _z	T _y	M _t	F _y ,T ₀	F _z ,T ₀	F _y ,C ₀	F _z ,C ₀
57	0.011	-	0.000	0.000	0.294	0.000	0.000	-	-	-	-
53	-	0.010	0.000	0.000	0.385	0.000	0.000	-	-	-	-
77	-	0.000	0.867	0.612	0.060	0.001	0.000	-	-	0.867	0.612
77	-	0.000	0.867	0.612	0.060	0.001	0.000	-	-	0.867	0.612
20	-	0.000	0.279	0.200	0.951	0.012	0.008	-	-	0.279	0.200
64	-	-	0.104	0.146	0.436	0.096	0.070	-	-	-	-
64	-	-	0.102	0.143	0.438	0.095	0.070	-	-	-	-
78	0.000	-	0.825	0.582	0.054	0.001	0.001	0.825	0.582	-	-
78	0.000	-	0.825	0.582	0.054	0.001	0.001	0.825	0.582	-	-
77	-	0.000	0.867	0.612	0.060	0.001	0.000	-	-	0.867	0.612
77	-	0.000	0.867	0.612	0.060	0.001	0.000	-	-	0.867	0.612

Combinazioni di carico sismiche

GL 28h	classe servizio 1		$\gamma_M=1.45$	mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
n° beam	comb.	tipo comb.	sezione bxh [cm]	ascissa 3	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
85	SLV-08	carico istantaneo	18x28	0.0	-0.2	111.9	-5.0	3043.4	67.9	-747.7
85	SLV-05	carico istantaneo	18x28	0.0	0.2	-127.6	-4.9	2986.9	-68.1	-160.8
75	SLV-05	carico istantaneo	24x76	1296.3	-0.8	-1600.9	3.4	147108.1	-0.9	-7.8
48	SLV-08	carico istantaneo	18x44	822.7	7.2	5050.4	-15.2	-27473.5	80.0	333.4
23	SLV-03	carico istantaneo	24x76	648.2	0.6	415.9	71.9	46827.9	-0.6	-15.2
48	SLV-05	carico istantaneo	18x44	0.0	-8.1	951.8	-11.3	-13548.8	-85.1	847.9
48	SLV-05	carico istantaneo	18x44	0.0	-8.1	951.8	-11.3	-13548.8	-85.1	847.9
48	SLV-32	carico istantaneo	18x44	822.7	7.2	5056.0	-15.2	-27467.2	80.2	333.6
48	SLV-08	carico istantaneo	18x44	822.7	7.2	5050.4	-15.2	-27473.5	80.0	333.4
75	SLV-05	carico istantaneo	24x76	1296.3	-0.8	-1600.9	3.4	147108.1	-0.9	-7.8
48	SLV-05	carico istantaneo	18x44	822.7	-8.1	-5714.6	-14.0	-24027.5	-85.1	847.9

n° beam	T ₀	C ₀	M _y	M _z	T _z	T _y	M _t	F _y ,T ₀	F _z ,T ₀	F _y ,C ₀	F _z ,C ₀
85	0.074	-	0.059	0.043	0.083	0.003	0.003	0.132	0.116	-	-
85	-	0.064	0.058	0.042	0.082	0.004	0.003	-	-	0.062	0.046
75	-	0.000	0.306	0.219	0.016	0.004	0.002	-	-	0.306	0.219
48	0.058	-	0.280	0.242	0.161	0.076	0.056	0.337	0.300	-	-
23	-	0.000	0.097	0.069	0.333	0.003	0.002	-	-	0.097	0.069
48	-	0.051	0.118	0.092	0.121	0.086	0.063	-	-	0.121	0.094
48	-	0.051	0.118	0.092	0.121	0.086	0.063	-	-	0.121	0.094
48	0.058	-	0.280	0.242	0.161	0.076	0.056	0.338	0.300	-	-
48	0.058	-	0.280	0.242	0.161	0.076	0.056	0.337	0.300	-	-
75	-	0.000	0.306	0.219	0.016	0.004	0.002	-	-	0.306	0.219
48	-	0.051	0.261	0.235	0.149	0.086	0.063	-	-	0.263	0.238

10.8.1.11 Risultati delle verifiche – elementi colonna

Combinazioni statiche e sismiche

GL 28h	classe servizio 1		γ _M =1.45	mm	kN	kNmm	kN	kNmm	kN	kNmm
n° beam	comb.	tipo comb.	sezione bxh [cm]	ascissa 3	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
59	SLU-PE	carico permanente	24x24	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.1	0.0
1	SLU-MD-09	carico media durata	24x24	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-245.3	0.0
5	SLU-BD-10	carico brev e durata	24x24	1965.0	1.6	-9421.6	0.0	0.0	-74.9	0.0
5	SLU-BD-10	carico brev e durata	24x24	1965.0	1.6	-9421.6	0.0	0.0	-74.9	0.0
1	SLU-PE	carico permanente	24x24	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-172.4	0.0
5	SLU-BD-10	carico brev e durata	24x24	0.0	-12.1	0.0	0.0	0.0	-91.7	0.0
5	SLU-BD-10	carico brev e durata	24x24	0.0	-12.1	0.0	0.0	0.0	-91.7	0.0
59	SLU-BD-8	carico brev e durata	24x24	1965.0	0.0	-1436.5	0.0	0.0	8.1	0.0
59	SLU-BD-8	carico brev e durata	24x24	1965.0	0.0	-1436.5	0.0	0.0	8.1	0.0
5	SLU-BD-10	carico brev e durata	24x24	1965.0	1.6	-9421.6	0.0	0.0	-74.9	0.0
5	SLU-BD-10	carico brev e durata	24x24	1965.0	1.6	-9421.6	0.0	0.0	-74.9	0.0

n° beam	T ₀	C ₀	M _y	M _z	T _z	T _y	M _t	F _y ,T ₀	F _z ,T ₀	F _y ,C ₀	F _z ,C ₀
59	0.021	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
1	-	0.276	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
5	-	0.075	0.150	0.215	0.000	0.028	0.024	-	-	0.156	0.220
5	-	0.075	0.150	0.215	0.000	0.028	0.024	-	-	0.156	0.220
1	-	0.258	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
5	-	0.092	0.000	0.000	0.000	0.145	0.126	-	-	-	-
5	-	0.092	0.000	0.000	0.000	0.145	0.126	-	-	-	-
59	0.009	-	0.023	0.033	0.000	0.000	0.000	0.032	0.042	-	-
59	0.009	-	0.023	0.033	0.000	0.000	0.000	0.032	0.042	-	-
5	-	0.075	0.150	0.215	0.000	0.028	0.024	-	-	0.156	0.220
5	-	0.075	0.150	0.215	0.000	0.028	0.024	-	-	0.156	0.220

10.8.2 Verifiche di stabilità

10.8.2.1 Colonne soggette a compressione e presso-flessione

I rapporti di snellezza di una colonna compressa o presso inflessa sono dati da:

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

e

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

dove:

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

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

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

Per snellezze $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ e $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ è sufficiente eseguire le sole verifiche di resistenza per compressione/presso-flessione, negli altri casi occorre che siano soddisfatte le seguenti relazioni:

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

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

dove i simboli sono definiti come segue:

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

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

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

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

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

Il coefficiente k_m tiene in conto della redistribuzione delle tensioni e dell'effetto delle non omogeneità del materiale in una sezione trasversale. Per sezioni rettangolari $k_m = 0,7$

10.8.2.2 Travi soggette a flessione e presso-flessione

La stabilità laterale torsionale delle travi deve essere verificata sia nel caso di flessione pura M_y che di presso-flessione. La snellezza per flessione è data da:

Si raccomanda che la snellezza relativa per la flessione sia assunta come:

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

dove $\sigma_{m,crit}$ è la tensione critica a flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, adottando valori di 5-percentile per la rigidezza.

La tensione critica a flessione sia assunta come:

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

dove:

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

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

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

I_{tor} è il momento torsionale di inerzia;

l_{ef} è la lunghezza efficace della trave, in funzione delle condizioni di appoggio e della configurazione del carico, secondo il prospetto 6.1;

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

Per legno di conifere con sezione trasversale piena e rettangolare, si raccomanda che $\sigma_{m,crit}$ sia assunto come:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 b^2}{h l_{ef}} E_{0,05}$$

dove:

b è la larghezza della trave;

h è l'altezza della trave.

Nel caso in cui esista solo un momento M_y intorno all'asse forte y , si raccomanda che le tensioni soddisfino la seguente espressione:

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

dove:

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

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

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

Lunghezza efficace espressa in rapporto alla luce

Tipo di trave	Tipo di carico	$l_{ef}/l^a)$
Semplicemente appoggiata	Momento costante	1,0
	Carico uniformemente distribuito	0,9
	Forza concentrata in mezzera	0,8
A mensola	Carico uniformemente distribuito	0,5
	Forza concentrata all'estremità libera	0,8

a) Il rapporto fra la lunghezza efficace l_{ef} e la luce l è valido per una trave con appoggi che impediscono la torsione e caricata in corrispondenza del baricentro. Se il carico è applicato sul bordo compresso della trave, si raccomanda che l_{ef} sia aumentata di $2h$, mentre può essere diminuita di $0,5h$ per un carico applicato sul bordo teso della trave.

Nel caso in cui esista una combinazione fra momento M_y intorno all'asse forte y e forza di compressione N_c , si raccomanda che le tensioni soddisfino la seguente espressione:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

dove:

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

$\sigma_{c,0,d}$ è la tensione a compressione di progetto parallela alla fibratura;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura;

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

10.8.2.3 Risultati delle verifiche di stabilità – elementi colonna

Di seguito si riportano i massimi delle verifiche di stabilità delle colonne distinti per sezione.

Colonna 24x24 - Verifiche di stabilità per presso flessione a freddo (SLU-SLV)								
n° beam	nome combinazione	tipo di carico	ascissa 3	BM1 [kNmm]	BM2 [kNmm]	Axial [kN]	Stabilità y-y	Stabilità z-z
1	SLU-MD-09	carico media durata	0	0	0	-245.29	0.326	0.326
1	SLU-MD-09	carico media durata	0	0	0	-245.29	0.326	0.326

10.9 VERIFICA A CALDO TRAVI E COLONNE IN LEGNO LAMELLARE (ELEMENTI NON PROTETTI)

La verifica di resistenza al fuoco degli elementi in legno lamellare non protetti si opera considerando la combinazione eccezionale, fornita da:

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots$$

che corrisponde alla combinazione delle azioni quasi permanenti.

In caso di incendio deve essere verificato che:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi}$$

dove:

$E_{d,fi}$ è il generico effetto delle azioni in caso di incendio;

$R_{d,fi}$ è la corrispondente resistenza di progetto nella situazione di incendio.

La resistenza e il modulo elastico di progetto in caso di incendio sono forniti dalla UNI EN 1995-1-2 al §2.3:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} f_{20} / \gamma_{M,fi} ; \quad S_{d,fi} = k_{mod,fi} S_{20} / \gamma_{M,fi}$$

dove:

$f_{d,fi}$ è la resistenza di progetto in caso di incendio

$S_{d,fi}$ è la proprietà di rigidezza di progetto (E o G);

$f_{20} = k_{fi} f_k$ è il frattile 20% della resistenza a temperature normale;

$k_{fi} = 1,15$ per il legno lamellare incollato (prospetto 2.1)

$k_{mod,fi}$ è il fattore di correzione per il fuoco, che dipende dal tipo di sollecitazione e dall'esposizione della sezione;

$\gamma_{M,fi} = 1$ coefficiente parziale di sicurezza in caso di incendio.

La verifica si opera secondo il metodo della sezione ridotta.

La sezione residua di un elemento strutturale deve essere calcolata sottraendo, per ogni lato esposto al fuoco, la profondità di carbonizzazione efficace fornita da:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

o

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

con:

$d_{char,0} = \beta_0 t$ è la profondità di carbonizzazione unidimensionale di progetto;

$d_{char,n} = \beta_n t$ è la profondità di carbonizzazione convenzionale di progetto;

β_0 è la velocità di carbonizzazione unidimensionale di progetto

β_n è la velocità di carbonizzazione convenzionale di progetto

t è il tempo di esposizione al fuoco

$d_0 = 7 \text{ mm}$

$k_0 = 1$ per $t \geq 20 \text{ min}$

nel nostro caso, legno lamellare di conifera, $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$, $\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$, da cui per $t = 60 \text{ min}$ si ha:

$d_{ef} = 0,65 \cdot 60 + 7 = 46,0 \text{ mm}$

$d_{ef} = 0,7 \cdot 60 + 7 = 49,0 \text{ mm}$

Per la determinazione della resistenza di progetto da utilizzare in questo metodo la norma raccomanda di porre $k_{mod,fi} = 1$.

La scelta della modalità monodimensionale o nominale è determinata sulla base della dimensione minima della sezione trasversale residua: nel caso essa risulti superiore ad un limite minimo prefissato b_{min} , si deve utilizzare l'approccio monodimensionale.

$$b_{min} = \begin{cases} 2 \cdot d_{char,0} + 80 & \text{per } d_{char,0} \geq 13 \text{ mm} \\ 8,15 \cdot d_{char,0} & \text{per } d_{char,0} < 13 \text{ mm} \end{cases}$$

Indipendentemente da b_{min} sarà utilizzata la velocità di carbonizzazione massima $\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$ con profondità di carbonizzazione in 60 minuti $d_{ef} = 49,0 \text{ mm}$

10.9.1 Risultati delle verifiche di resistenza a caldo delle travi in legno lamellare

Le verifiche "a caldo" delle travi in legno lamellare sono state eseguite congiuntamente alle verifiche "a freddo". Al paragrafo 10.8.1.10 sono riportati i massimi di verifica.

10.9.2 Risultati delle verifiche di resistenza a caldo delle colonne in legno lamellare

GL 28h	classe servizio 1		$\gamma_M=1.45$	mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
n° beam	comb.	tipo comb.	sezione b x h [cm]	ascissa 3	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
59	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.2	0.0
2	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-119.2	0.0
60	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	1967.3	0.0	297.7	0.0	0.0	-45.2	0.0
60	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	1967.3	0.0	297.7	0.0	0.0	-45.2	0.0
1	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-118.9	0.0
60	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	-52.2	0.0
60	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	-52.2	0.0
1	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-118.9	0.0
1	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-118.9	0.0
60	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	1967.3	0.0	297.7	0.0	0.0	-45.2	0.0
60	SLE-QP	carico incendio	14.2x14.2	1967.3	0.0	297.7	0.0	0.0	-45.2	0.0

n° beam	T_0	C_0	M_y	M_z	T_z	T_y	M_t	F_y, T_0	F_z, T_0	F_y, C_0	F_z, C_0
59	0.016	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
2	-	0.184	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
60	-	0.070	0.012	0.018	0.000	0.001	0.000	-	-	0.017	0.022
60	-	0.070	0.012	0.018	0.000	0.001	0.000	-	-	0.017	0.022
1	-	0.183	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
60	-	0.080	0.000	0.000	0.000	0.006	0.005	-	-	-	-
60	-	0.080	0.000	0.000	0.000	0.006	0.005	-	-	-	-
1	-	0.183	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
1	-	0.183	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
60	-	0.070	0.012	0.018	0.000	0.001	0.000	-	-	0.017	0.022
60	-	0.070	0.012	0.018	0.000	0.001	0.000	-	-	0.017	0.022

10.9.3 Risultati delle verifiche di stabilità a caldo delle colonne in legno lamellare

Colonna 24x56 - Verifiche di stabilità per presso flessione a caldo								
n° beam	nome combinazione	tipo di carico	ascissa 3	BM1 [kNmm]	BM2 [kNmm]	Axial [kN]	Stabilità y-y	Stabilità z-z
2	SLE-QP	carico incendio	0	0	0	-119.24	0.455	0.455
2	SLE-QP	carico incendio	0	0	0	-119.24	0.455	0.455

10.10 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

La deformazione finale ($u_{net} = u_1 + u_2$) è data dalla somma della deformazione a lungo termine calcolata allo SLE per combinazione quasi permanente più la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante del carico accidentale prevalente.

La deformazione u_1 a lungo termine viene calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti mediante il fattore $1/(1+k_{def})$. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità dell'umidità del materiale, per classe di servizio 1 $k_{def} = 0,6$.

Le frecce nel breve periodo ($t=0$) sono calcolate in riferimento alla combinazione SLE-rara:

$$G_1+G_2+Q_1+\psi_{0,i} \cdot Q_i$$

la freccia a tempo differito ($t= \text{infinito}$) è calcolata in riferimento alla combinazione di carico quasi permanente:

$$G_1+G_2+\psi_{2,1} \cdot Q_1 + \psi_{2,2} \cdot Q_2$$

ed è data dalla seguente relazione:

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

Dove :

$$U_{fin,G} = U_{ist,G} \cdot (1+k_{def}) \quad \text{freccia differita per carichi permanenti;}$$

$$U_{fin,Q1} = U_{ist,Q1} \cdot (1+\psi_{2,1} \cdot k_{def}) \quad \text{freccia differita per carico variabile principale;}$$

$$U_{fin,Qi} = U_{ist,Qi} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) \quad \text{freccia differita per carico variabile secondario.}$$

10.10.1 Risultati delle verifiche di deformabilità delle travi

Verifica le frecce:		limite freccia
U inst-SLE-Rara	G1+G2+Q1+ψ_{0,i}·Q_i	450
U fin SLE-QP	G1+G2+ψ_{2,1}·Q1 + ψ_{2,2} · Q2	300

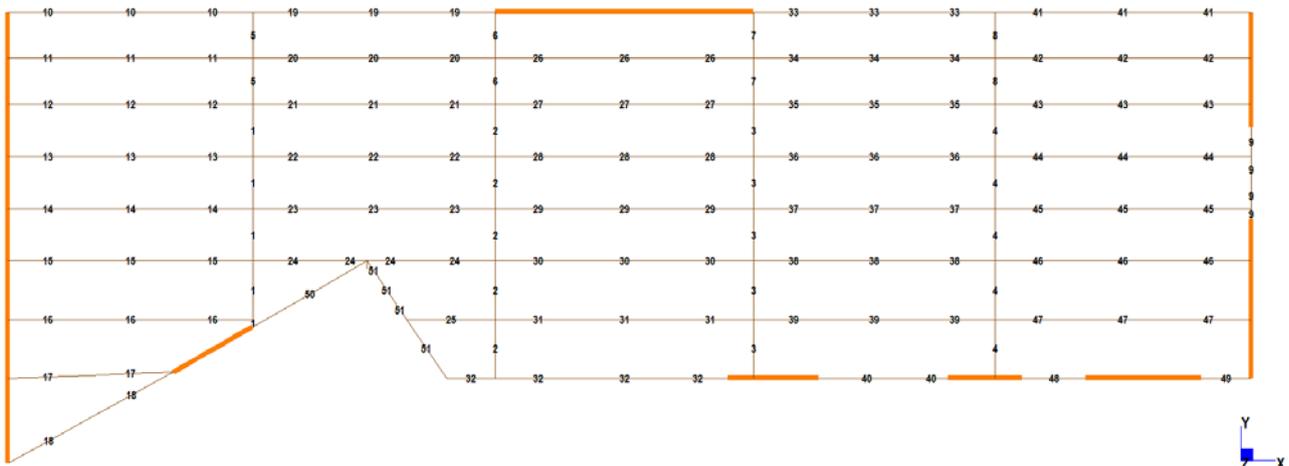


Figura 25 ID delle travi di impalcato di copertura per la verifica di deformabilità

					mm	mm	mm	
	ID trave	n° proprietà	nome sezione	tipo freccia	luce trave	freccia limite	freccia di calcolo	verifica f_{calc}/f_{lim}
Carico principale neve	33	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	6.73	0.508
	33	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	9.85	0.496
	35	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	7.04	0.531
	35	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	10.10	0.509
	40	18	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	3209	7.1	1.74	0.244
	40	18	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	3209	10.7	2.40	0.224
	27	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	8.50	0.600
	27	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	12.16	0.572
	32	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6942	15.4	5.06	0.328
	32	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6942	23.1	7.08	0.306
	19	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	7.93	0.596
	19	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	11.06	0.554
	21	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	8.25	0.620
	21	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	11.22	0.562
	10	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	7.63	0.568
	10	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	10.94	0.543
	12	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	8.5	0.634
	12	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	11.8	0.584
	17	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	4002	8.9	3.7	0.417
	17	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	4002	13.3	4.8	0.363
	8	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2300	5.1	0.8	0.147
	8	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2300	7.7	1.0	0.136
	4	17	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6800	15.1	10.1	0.667
	4	17	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6800	22.7	13.8	0.611
	7	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2300	5.1	0.6	0.120
	7	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2300	7.7	0.9	0.117
	3	17	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6800	15.1	9.3	0.613
	3	17	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6800	22.7	13.1	0.576
	6	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2300	5.1	0.7	0.135
	6	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2300	7.7	1.0	0.127
	2	17	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6800	15.1	8.5	0.559
	2	17	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6800	22.7	11.7	0.515
	41	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	11.1	0.791
	41	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	15.0	0.714
	9	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2289	5.1	0.6	0.114
	9	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2289	7.6	0.8	0.101
	49	18	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	1235	2.7	0.0	0.017
	49	18	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	1235	4.1	0.1	0.015
	43	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	11.6	0.828
	43	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	15.5	0.736
	1	17	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5519	12.3	4.2	0.341
	1	17	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5519	18.4	5.6	0.304
	44	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	12.3	0.878
	44	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	16.4	0.779
	36	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	7.7	0.579
36	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	10.9	0.549	
28	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	10.1	0.713	
28	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	14.4	0.675	
22	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	9.5	0.716	
22	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	12.8	0.642	
13	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	9.5	0.705	
13	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	12.9	0.640	
45	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	12.3	0.878	
45	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	16.4	0.779	

					mm	mm	mm	
	ID trave	n° proprietà	nome sezione	tipo freccia	luce trave	freccia limite	freccia di calcolo	verifica f_{calc}/f_{lim}
Carico principale neve	37	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	7.9	0.599
	37	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	11.2	0.562
	29	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	10.4	0.732
	29	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	14.6	0.688
	23	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	9.9	0.740
	23	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	13.1	0.659
	14	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	10.0	0.741
	14	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	13.4	0.664
	46	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	13.0	0.930
	46	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	17.4	0.824
	38	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	8.8	0.661
	38	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	12.2	0.613
	30	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	11.3	0.796
	30	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	15.8	0.742
	24	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	2.2	0.162
	24	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	3.0	0.151
	15	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	11.1	0.826
	15	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	14.7	0.730
	47	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	13.8	0.981
	47	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	18.3	0.870
	39	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	9.7	0.734
	39	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	13.3	0.671
	31	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	12.2	0.862
	31	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	16.9	0.797
	16	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	9.8	0.728
	16	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	12.8	0.637
	42	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	11.0	0.783
	42	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	14.6	0.696
	34	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	6.6	0.495
	34	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	9.5	0.476
	26	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	8.6	0.606
	26	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	12.4	0.583
	20	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	7.9	0.598
	20	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	10.9	0.546
	11	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	7.6	0.568
	11	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	10.7	0.531
	50	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	3255	7.2	1.7	0.242
	50	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	3255	10.9	2.4	0.218
	48	18	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	1578	3.5	0.1	0.029
	48	18	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	1578	5.3	0.1	0.027
5	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2300	5.1	0.7	0.141	
5	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2300	7.7	1.0	0.130	
25	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2181	4.8	0.3	0.070	
25	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2181	7.3	0.5	0.063	
51	18	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	3514	7.8	3.3	0.427	
51	18	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	3514	11.7	4.5	0.385	

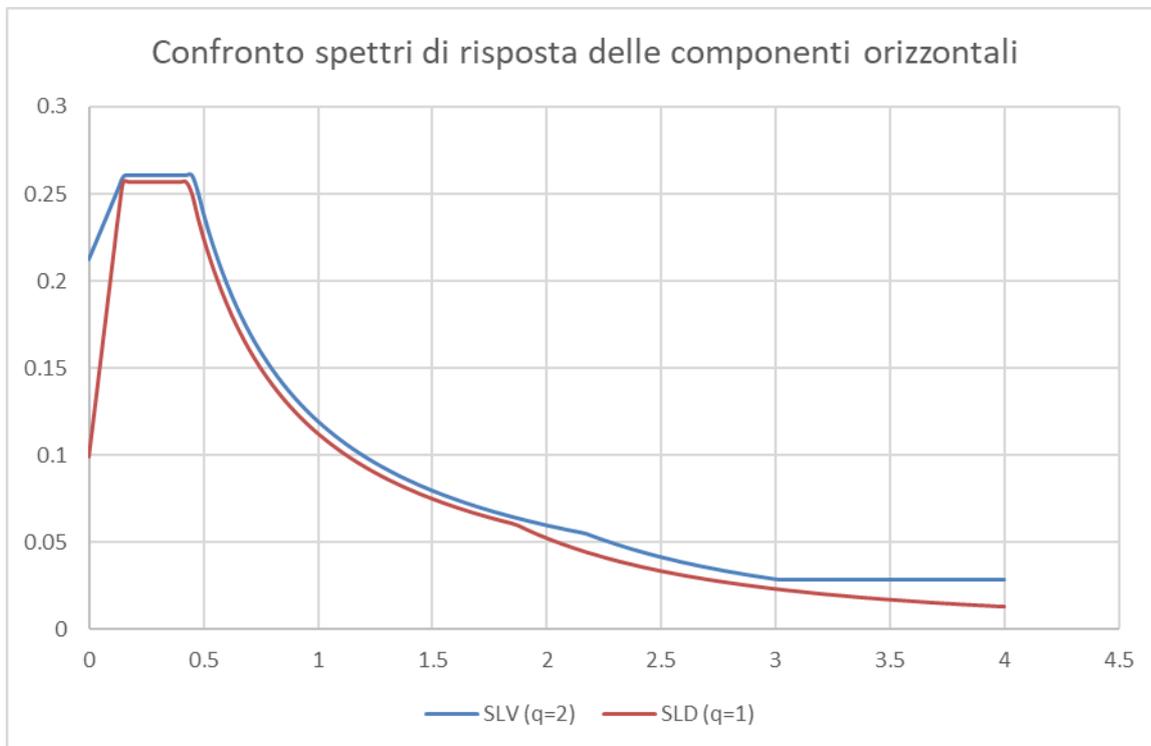
					mm	mm	mm	
	ID trave	n° proprietà	nome sezione	tipo freccia	luce trave	freccia limite	freccia di calcolo	verifica f_{calc}/f_{lim}
Carico principale accidentale	33	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	6.5	0.491
	33	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	9.6	0.485
	35	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	6.7	0.506
	35	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	9.8	0.492
	40	18	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	3209	7.1	1.5	0.216
	40	18	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	3209	10.7	2.2	0.205
	27	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	8.0	0.567
	27	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	11.7	0.550
	32	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6942	15.4	4.6	0.297
	32	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6942	23.1	6.6	0.285

					mm	mm	mm	
	ID trave	n° proprietà	nome sezione	tipo freccia	luce trave	freccia limite	freccia di calcolo	verifica f_{calc}/f_{lim}
Carico principale accidentale	19	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	7.1	0.535
	19	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	10.3	0.514
	21	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	7.2	0.541
	21	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	10.2	0.510
	10	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	7.1	0.531
	10	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	10.4	0.518
	12	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	7.6	0.568
	12	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	10.9	0.539
	17	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	4002	8.9	3.0	0.340
	17	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	4002	13.3	4.2	0.311
	8	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2300	5.1	0.7	0.132
	8	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2300	7.7	1.0	0.125
	4	17	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6800	15.1	8.9	0.590
	4	17	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6800	22.7	12.7	0.560
	7	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2300	5.1	0.6	0.117
	7	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2300	7.7	0.9	0.115
	3	17	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6800	15.1	8.5	0.565
	3	17	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6800	22.7	12.3	0.544
	6	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2300	5.1	0.6	0.124
	6	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2300	7.7	0.9	0.120
	2	17	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6800	15.1	7.5	0.499
	2	17	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6800	22.7	10.8	0.475
	41	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	9.5	0.677
	41	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	13.4	0.638
	9	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2289	5.1	0.5	0.095
	9	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2289	7.6	0.7	0.088
	49	18	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	1235	2.7	0.0	0.014
	49	18	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	1235	4.1	0.1	0.013
	43	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	9.8	0.700
	43	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	13.7	0.651
	1	17	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5519	12.3	3.5	0.288
	1	17	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5519	18.4	4.9	0.269
	44	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	10.4	0.741
	44	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	14.5	0.688
	36	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	7.2	0.543
	36	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	10.4	0.525
	28	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	9.5	0.668
	28	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	13.7	0.645
	22	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	8.2	0.615
	22	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	11.5	0.575
	13	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	8.3	0.617
	13	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	11.7	0.581
	45	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	10.4	0.741
	45	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	14.5	0.688
	37	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	7.3	0.553
	37	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	10.6	0.532
	29	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	9.6	0.677
29	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	13.8	0.651	
23	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	8.3	0.627	
23	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	11.6	0.583	
14	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	8.5	0.635	
14	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	11.9	0.593	
46	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	11.0	0.784	
46	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	15.3	0.727	
38	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	7.9	0.599	
38	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	11.3	0.571	
30	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	10.3	0.727	
30	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	14.8	0.696	
24	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	2.0	0.147	
24	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	2.8	0.140	
15	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	9.3	0.693	
15	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	12.9	0.641	
47	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	11.6	0.827	
47	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	16.1	0.767	

					mm	mm	mm	
	ID trave	n° proprietà	nome sezione	tipo freccia	luce trave	freccia limite	freccia di calcolo	verifica f_{calc}/f_{lim}
Carico principale accidentale	39	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	8.6	0.650
	39	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	12.2	0.615
	31	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	11.0	0.778
	31	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	15.8	0.741
	16	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	8.1	0.601
	16	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	11.1	0.552
	42	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6315	14.0	9.3	0.661
	42	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6315	21.0	12.9	0.615
	34	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5960	13.2	6.3	0.474
	34	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5960	19.9	9.2	0.462
	26	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6380	14.2	8.2	0.581
	26	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6380	21.3	12.0	0.567
	20	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	5987	13.3	7.0	0.529
	20	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	5987	20.0	10.0	0.500
	11	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	6043	13.4	7.0	0.520
	11	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	6043	20.1	10.1	0.499
	50	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	3255	7.2	1.5	0.208
	50	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	3255	10.9	2.1	0.195
	48	18	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	1578	3.5	0.1	0.026
	48	18	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	1578	5.3	0.1	0.025
	5	16	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2300	5.1	0.6	0.127
	5	16	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2300	7.7	0.9	0.120
	25	19	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	2181	4.8	0.3	0.060
	25	19	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	2181	7.3	0.4	0.058
	51	18	Solid Rectangle	Uist SLE-R (t=0)	3514	7.8	2.9	0.368
	51	18	Solid Rectangle	Ufin SLE-QP (t=inf.)	3514	11.7	4.1	0.346

10.11 VERIFICHE STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

La domanda di resistenza allo SLD risulta sempre inferiore a quella allo SLV in quanto i fattori di comportamento scelti sono tali per cui, come si evince dal grafico sottostante, le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV sono sempre superiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD (§7.3.1 NTC 2018).



In definitiva, quindi, le verifiche di resistenza e stabilità agli SLD risultano automaticamente soddisfatte dalle verifiche eseguite per SLU + SLV.

10.12 VERIFICHE STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

10.12.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, per CU III e IV, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati al §7.3.6.1 delle NTC 2018.

Nel caso specifico si può fare riferimento ai limiti per "tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura". Indicando con d_r lo spostamento di interpiano e con h l'altezza di piano deve risultare:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 2/3 \cdot 0.01 h$$

Di seguito è riportato l'involuppo degli spostamenti assoluti dx e dy per gli SLO e le relative verifiche:

Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali				
$d_{x,max}$	10.2	[mm]	spostamento massimo di interpiano del primo impalcato in legno rispetto al sottostante - dir.x	
$d_{y,max}$	12.3	[mm]	spostamento massimo di interpiano del primo impalcato in legno rispetto al sottostante - dir.y	
h_0	3760	[mm]	altezza di interpiano (al netto dei solai)	
d_{lim}	25.07	[mm]	$2/3 \cdot 0.01 h_0$	
Verifica (dir. x)	0.407	[-]	verifica dello spostamento di interpiano del primo impalcato - dir.x	
Verifica (dir. y)	0.491	[-]	verifica dello spostamento di interpiano del primo impalcato - dir.y	

10.13 VERIFICHE DELLA DISTANZA FRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra le unità strutturali contigue non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV.

Gli spostamenti assoluti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

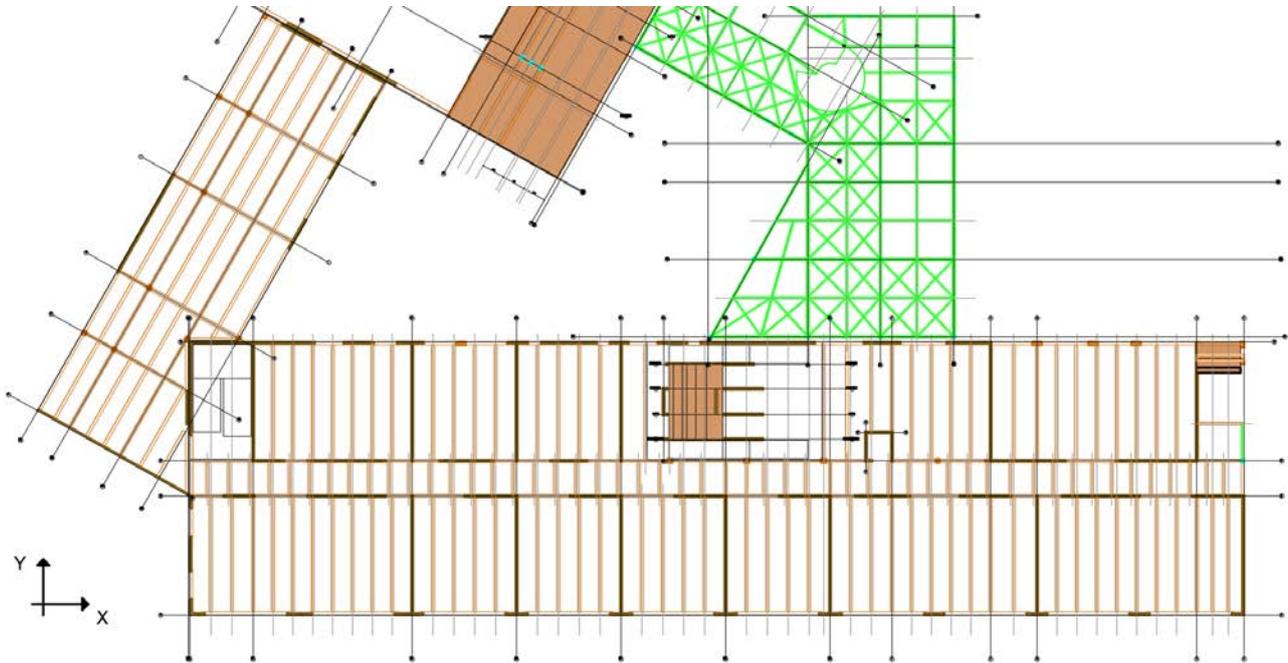
$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

In ogni caso $\mu_d < 5q - 4$.

Occorre monitorare l'entità della componente reciproca di spostamento in direzione X e Y (vedi immagine sottostante) tra la scuola e il blocco uffici e in direzione X' tra la uffici e palestra.

La larghezza del giunto strutturale deve essere almeno maggiore alla somma delle componenti di moto misurate.

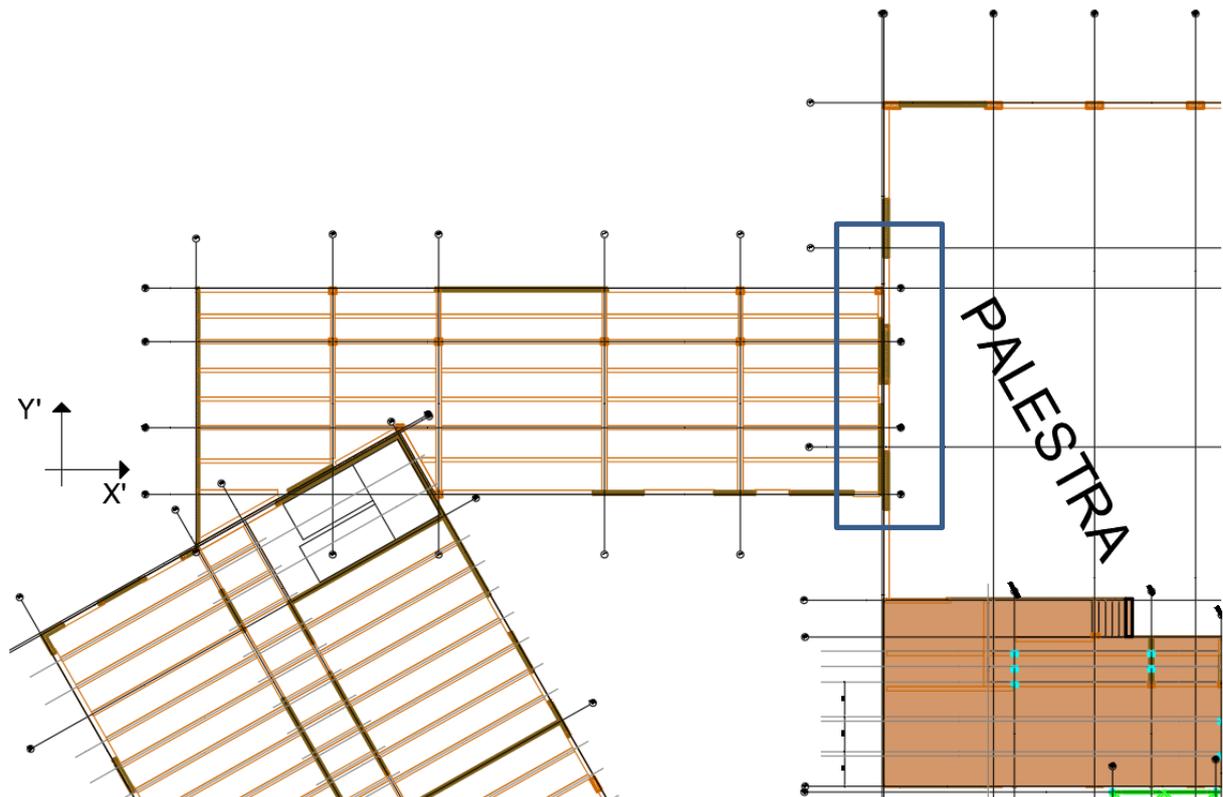
10.13.1 Aule - uffici



direzione X				
AULE			UFFICI	
$T_{1,x}$ [s]	0.597		$T_{1,x}$ [s]	0.398
T_C [s]	0.459		T_C [s]	0.459
q	1.6		q	2
μ_d	1.600		μ_d	2.151
$d_{Ee,x,max}$ [mm]	23.247		$d_{Ee,x,max}$ [mm]	19.105
Si ottiene				
$\mu_{d,MAX}$	2.151			
$d_{E,x,tot}$ [mm]	78.29	somma degli spostamenti nella direzione x (SLV) amplificati		
Δx [mm]	100.0	distanza tra i due edifici in direzione x		

direzione Y				
AULE			UFFICI	
$T_{1,y}$ [s]	0.626		$T_{1,y}$ [s]	0.508
T_c [s]	0.459		T_c [s]	0.459
q	1.6		q	2
μ_d	1.600		μ_d	2.000
$d_{Ee,y,max}$ [mm]	31.744		$d_{Ee,y,max}$ [mm]	14.322
Si ottiene				
μ_d	2.000			
$d_{Ee,y,tot}$ [mm]	79.43	somma degli spostamenti nella direzione y (SLV) amplificati		
Δy [mm]	100.0	distanza tra i due edifici in direzione y		

10.13.2 Palestra – uffici



<i>direzione X'</i>				
PALESTRA			UFFICI	
$T_{1,x}$ [s]	0.808		$T_{1,x}$ [s]	0.398
T_c [s]	0.459		T_c [s]	0.459
q	1.6		q	2
μ_d	1.6		μ_d	2.15
$d_{Ee,x,max}$ [mm]	40.604		$d_{Ee,x,max}$ [mm]	12.920
Si ottiene				
μ_d	2.151			
$d_{Ee,x,tot}$ [mm]	92.76	somma degli spostamenti nella direzione x (SLV) amplificati		
Δx [mm]	100.0	distanza tra i due edifici in direzione x		