

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE**

***DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE  
E DEI MATERIALI***

**TESI DI LAUREA SPECIALISTICA**

in  
Progetto in zona sismica

**STRUTTURE IN LEGNO IN ZONA SISMICA**

CANDIDATA  
Barbara Battistini

RELATORE:  
Chiar.mo Prof. Tomaso Trombetti

CORRELATORE:  
Dott. Ing. Stefano Silvestri

Anno Accademico 2009/10

Sessione III

## ***PAROLE CHIAVE***

Legno

Progettazione Sismica

Collegamenti

Strutture miste

Controventamenti

*Ad Oscar*



## **INDICE**

Introduzione .....	9
Capitolo I: Cenni storici e caratteristiche del legno .....	11
1.1 Il legno nelle costruzioni .....	11
1.1.1 Sicurezza .....	11
1.1.2 Durabilità.....	13
1.1.3 Legno e materiali a base di legno .....	15
1.1.3.1 Il Legno massiccio.....	15
1.1.3.2 Il Legno lamellare .....	17
1.1.3.3 I pannelli.....	18
1.1.4 La casa “baraccata”.....	21
1.1.5 La casa “a gajola” .....	27
1.1.6 L’Opus Craticium.....	29
Capitolo II: Strutture in legno in zona sismica .....	31
2.1 Tipologie di sistemi resistenti alle azioni orizzontali. Stabilizzazione e controventi.....	31
2.1.1 Sistemi controventati .....	32
2.1.1.1 Controventi in acciaio .....	33
2.1.1.2 Controventi in legno .....	34
2.1.1.3 Pareti di taglio.....	38
2.1.2 Sistemi puntuali: travi e pilastri (telai bidirezionali) .....	39
2.1.3 Sistemi misti: telai e pareti.....	41
2.1.4 Sistemi a pannelli portanti .....	43
2.1.5 Sistemi speciali.....	45
2.1.5.1 Telaio e pannelli (Platform Frame) .....	45
2.1.5.2 Pareti in blocchi di legno massiccio (blockhaus) .....	47
Capitolo III: Inquadramento normativo .....	49
3.1 Normativa italiana .....	49
3.1.1 Stati Limite di Esercizio.....	53
3.1.2 Stati Limite Ultimi .....	55
3.1.2.1 Verifiche di resistenza .....	55
3.1.2.2 Trazione parallela alla fibratura .....	56
3.1.2.3 Trazione perpendicolare alla fibratura .....	56
3.1.2.4 Compressione parallela alla fibratura .....	57

3.1.2.5	Compressione perpendicolare alla fibratura .....	57
3.1.2.6	Flessione .....	58
3.1.2.7	Tensoflessione.....	58
3.1.2.8	Pressoflessione .....	59
3.1.2.9	Taglio .....	59
3.1.2.10	Torsione.....	59
3.1.2.11	Taglio e Torsione .....	60
3.1.2.12	Verifiche di stabilità.....	60
3.1.2.13	Collegamenti.....	60
3.1.3	Materiali e prodotti per uso strutturale .....	60
3.2	Normativa europea.....	63
Capitolo IV: Caso-studio: progetto originale in zona non sismica.....		71
4.1	Descrizione edificio in oggetto .....	71
4.2	Dati di base .....	75
Capitolo V: Caso-studio: progetto in zona sismica .....		79
5.1	Obiettivi .....	79
5.2	Semplificazione dell'architettonico originale e nuova localizzazione geografica.....	79
5.3	Le possibili soluzioni strutturali.....	81
Capitolo VI: Edificio residenziale multipiano in legno con nucleo in calcestruzzo armato .....		83
6.1	Analisi dei carichi .....	83
6.2	Analisi statica.....	85
6.2.1	Trave di copertura.....	85
6.2.1.1	Combinazione dei carichi.....	85
6.2.1.1	Sforzi interni.....	86
6.2.1.2	Valori di calcolo della resistenza.....	86
6.2.1.3	Verifica agli stati limite ultimi .....	87
6.2.1.4	Verifiche agli stati limite d'esercizio .....	90
6.2.2	Trave tipo – solaio primo piano .....	93
6.2.2.1	Combinazione dei carichi.....	93
6.2.2.2	Calcolo della resistenza.....	94
6.2.2.3	Verifiche agli stati limite ultimi .....	94
6.2.2.1	Verifiche agli stati limite d'esercizio .....	97

6.2.3	Pilastrata .....	99
6.2.3.1	Analisi dei carichi.....	100
6.2.3.2	Verifica a compressione .....	100
6.2.3.3	Verifica d'instabilità.....	101
6.3	Analisi sismica .....	102
6.3.1	Combinazione dell'azione sismica.....	102
6.3.2	Pesi di piano .....	102
6.3.3	Valutazione delle azioni dovute al sisma .....	106
6.3.4	Analisi statica equivalente .....	107
6.3.4.1	Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	107
6.3.4.2	Amplificazione stratigrafica.....	108
6.3.4.3	Amplificazione topografica .....	109
6.3.4.4	Spettri di progetto per gli stati limite ultimi .....	109
6.3.5	Parametri spettrali .....	110
6.3.6	Fattore di struttura .....	111
6.3.7	Stima del Periodo caratteristico della Struttura.....	117
6.3.8	Accelerazione di riferimento per SLV .....	117
6.3.9	Accelerazione di riferimento per SLD .....	118
6.3.10	Forze di piano.....	118
6.3.10.1	Analisi lineare statica.....	118
6.3.11	Dimensionamento dell' armatura nel nucleo .....	123
6.3.12	Verifica di deformabilità .....	126
Capitolo VII: Edificio residenziale multipiano in legno con controventamenti		
in legno .....		
7.1	Analisi dei carichi .....	130
7.2	Analisi sismica .....	131
7.2.1	Fattore di struttura .....	134
7.2.2	Stima periodo caratteristico struttura .....	135
7.2.3	Accelerazione di riferimento per SLV .....	135
7.2.4	Accelerazione di riferimento per SLD .....	135
7.2.5	Forze di piano.....	135
7.3	Dimensionamento controventamenti .....	137
Capitolo VIII: Studio dettagliato del collegamento tra impalcato e nucleo		
8.1	Sistemi di collegamento in generale .....	147
8.1.1	Connettori metallici a gambo cilindrico .....	151

8.1.1.1	Comportamento meccanico dei connettori a gambo cilindrico	151
8.1.2	Connettori metallici superficiali.....	152
8.2	I collegamenti in zona sismica .....	152
8.3	Descrizione caso in esame .....	153
8.4	Collegamento calcestruzzo armato-acciaio.....	156
8.4.1	Dimensionamento di massima .....	156
8.4.2	Forza in direzione X .....	159
8.4.2.1	Verifica a trazione degli ancoraggi.....	159
8.4.2.2	Verifica a Taglio degli ancoraggi.....	163
8.4.2.3	Verifica ad azione combinata taglio-trazione .....	165
8.4.3	Forza in direzione Y .....	166
8.4.3.1	Verifica a trazione degli ancoraggi.....	166
8.4.3.2	Verifica a Taglio degli ancoraggi.....	168
8.4.3.3	Verifica ad azione combinata taglio-trazione .....	169
8.4.4	Momento torcente di piano .....	169
8.4.5	Collegamento acciaio-legno.....	172
8.4.6	Collegamento legno-legno .....	176
Conclusioni.....		181
BIBLIOGRAFIA .....		182
SITOGRAFIA.....		182
ALLEGATI .....		184
Allegato 1 .....		184

## ***Introduzione***

Il primo approccio al lavoro è stato di tipo storico. Si è voluto ricercare nella letteratura del passato quali sono state le prime strutture lignee realizzate, scoprendo che queste sono nate a seguito della richiesta di prestazioni migliori in ambito sismico per edifici residenziali.

In contemporanea si sono studiati i vantaggi dell'utilizzo del legno in ambito edilizio, quali la durabilità a patto però che le proprietà di questo materiale siano ben note ed ogni elemento sia adeguatamente progettato; la sicurezza sia in ambito sismico che nei confronti del fuoco ed il vantaggioso rapporto tra peso e resistenza.

Nel secondo capitolo si sono analizzate le varie tipologie costruttive atte a resistere alle azioni orizzontali e i tipi di controventi, e quegli elementi che hanno prevalentemente funzione stabilizzante.

Nel terzo capitolo si è effettuato un inquadramento normativo sia nazionale che europeo, importante vista la recente entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni che considerano il legno, per la prima volta a livello nazionale, al pari degli altri materiali costruttivi.

Nel quarto capitolo viene presentato e descritto il progetto di una palazzina edificata dalla Holzbau S.p.A. che si è preso in esame adattandolo ad una analisi sismica importante.

Nel capitolo quinto vengono delineati gli obiettivi che si vogliono conseguire e le semplificazioni apportate all'architettonico originale, l'analisi del nuovo sito geografico nel quale è stata posizionata la palazzina e le possibili soluzioni strutturali atte a resistere ad un'accelerazione del suolo elevata.

Nel sesto e settimo capitolo vengono studiate le due soluzioni strutturali individuate. Della prima, che si rifà più similmente al progetto originale, si è effettuata *in primis* l'analisi statica, in maniera da verificare le dimensioni e le caratteristiche di resistenza degli elementi principali essendo, seppur di poco, cambiati i carichi accidentali a causa della differente

localizzazione geografica. Successivamente si è effettuata l'analisi sismica senza far affidamento ad alcuna risorsa plastica della struttura.

Della seconda soluzione strutturale presa in esame, differente dalla prima per lo schema statico resistente alle azioni orizzontali, si è effettuato, prima, il dimensionamento degli alternativi elementi di controventamento e poi, l'analisi sismica mantenendo anche in questo caso la struttura sempre in campo elastico.

Il penultimo capitolo si basa su un'analisi dettagliata del sistema di collegamento tra il nucleo di controventamento in calcestruzzo armato (vano scale-ascensore) e l'impalcato realizzato in legno e costituito da travi, travetti e pannello di solaio. Tale collegamento è stato studiato *ex novo* disegnando dapprima gli elementi strutturali coinvolti ed introducendo elementi metallici quali profili ad L, ancoraggi, viti e chiodi, tutti dimensionati per trasmettere la forza di piano ricavata dall'analisi sismica che si diffonde dal centro delle masse verso il centro delle rigidità e verificati con le normative cogenti (NTC ed Eurocodici).

L'ultimo capitolo rappresenta le conclusioni.

## ***Capitolo I: Cenni storici e caratteristiche del legno***

### **1.1 Il legno nelle costruzioni**

Nella storia delle costruzioni il legno rappresenta il primo, e per molto tempo il più importante, materiale da costruzione per le strutture portanti. Se agli inizi il suo impiego era principalmente dovuto alle sue caratteristiche di lavorabilità e leggerezza, oggi la scelta di questo materiale è determinata da caratteristiche e proprietà specifiche, come:

- Realizzazione in condizioni favorevoli all'ambiente;
- Reperibilità e possibilità di lavorazione senza eccessivo impiego di energia da combustibili fossili;
- Rapporto molto vantaggioso tra peso e resistenza (portata);
- Ampio spettro di valori di densità e di resistenza;
- Maggiore resistività termica unita a capacità di isolamento termico relativamente buona;
- Numerosi tipi di legno con aspetti esteriori caratteristici molto vari;
- Possibilità di ricorrere a mezzi e tecniche di collegamento di elevato valore e impiegabili nei modi più diversi;
- Grande scelta di semilavorati di legno massiccio e di prodotti a base di legno con varie possibilità di impiego.

Tutte le proprietà del legno corrispondono alle molteplici proprietà dell'albero.

#### **1.1.1 Sicurezza**

Esistono oramai esperienze scientifiche nazionali e internazionali che testimoniano l'elevato livello di sicurezza di edifici interamente di legno

anche di molti piani, cosa già nota in diverse parti del mondo (Nord America, Giappone, Nord Europa) in cui il legno viene normalmente utilizzato e spesso preferito per la realizzazione di edifici residenziali e pubblici anche di notevole importanza.

Il legno è un materiale adatto alla realizzazione di edifici che esigono un efficiente comportamento nei confronti dei terremoti. Un progetto di ricerca italiano condotto dal CNR-IVALSA in collaborazione con il National Institute for Earth science and Disaster prevention (NIED) ha portato alla realizzazione di una serie di test su piattaforma sismica sperimentale in Giappone su edifici interamente a struttura di legno di 3 piani (2006) e 7 piani (2007) (vedi Figura 1.1) che hanno resistito benissimo a terremoti distruttivi quali il terremoto di Kobe del 1995 (Magnitudo 6,9).

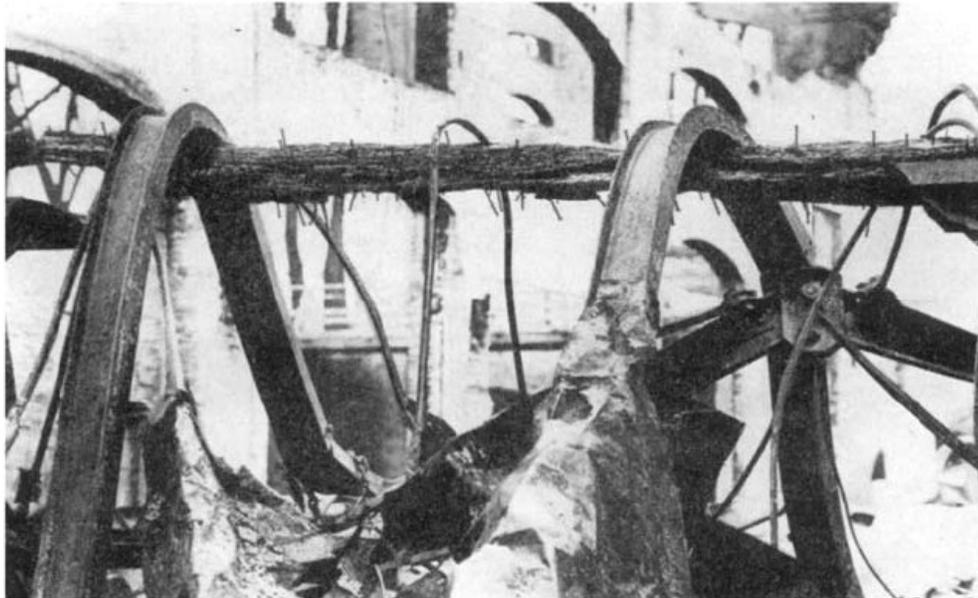


**Figura 1.1.** Prove sismiche eseguite su un edificio di sette piani (fonte [www.progettosofie.it](http://www.progettosofie.it)) dal CNR-IVALSA sulla piattaforma sismica sperimentale più grande al mondo, la E-Defence del NIED a Miki nei pressi di Kobe, Giappone (2007).

Dei progressi della ricerca scientifica nel campo della tecnica delle costruzioni in legno si tiene conto anche nelle Norme Tecniche per le

Costruzioni (DM 14/01/2008), nelle quali scompaiono le limitazioni di altezza per le costruzioni di legno in funzione della zona sismica presenti nelle normative precedenti.

Al contrario dell'opinione comunemente diffusa e a differenza di altri materiali, il legno ha un ottimo comportamento nei confronti del fuoco (brucia molto lentamente e con velocità nota), migliore di altri materiali quali ad esempio l'acciaio (può sembrare un paradosso ma il punto debole delle strutture di legno nei confronti dell'incendio può essere proprio la presenza di elementi di acciaio non protetti).



**Figura 1.2. Nella maggior parte dei casi la velocità di carbonizzazione è molto minore (in ordini di grandezza) della velocità di incremento della temperatura nei materiali metallici.**

### **1.1.2 Durabilità**

Basterebbe da sola la foto sottostante per parlare di durabilità delle strutture di legno: Pagoda del tempio di Horyu-ji a Nara, Giappone, anno di costruzione 607 d.c., 5 piani, 31,5 m (vedi Figura 4). Splendido esempio di edificio interamente di legno, leggero, resistente e flessibile che ha

resistito indenne a 14 secoli di terremoti distruttivi ed è arrivato in condizioni perfette ai nostri giorni.

Il legno, se conosciuto e adeguatamente progettato può durare secoli (basti pensare agli splendidi esempi di coperture di chiese ed edifici monumentali presenti nel nostro paese): in Nord America l'80% degli edifici residenziali, anche multipiano, sono di legno e superano tranquillamente i 100 anni di vita.



**Figura 1.3.** Pagoda del tempio di Horyu-ji a Nara, Giappone, anno di costruzione 607 d.c., 5 piani, 31,5 m di altezza.

Il concetto di durabilità di una struttura, definita come *“conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell’opera”*, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni, è un requisito essenziale per la progettazione di una costruzione al pari della resistenza meccanica e della stabilità.

Nelle strutture di legno, la conoscenza del materiale e la corretta progettazione e realizzazione di alcuni dettagli costruttivi fondamentali, accompagnata dalla redazione di un corretto programma di manutenzione

consente di raggiungere e superare abbondantemente i livelli di vita nominale della struttura previsti dalla normativa.



**Figura 1.4.** Edificio di 3 piani a Vancouver, Canada. Alcuni di questi edifici, interamente a struttura di legno, arrivano a 4 piani e superano i 100 anni di vita.

### **1.1.3 Legno e materiali a base di legno**

Le tipologie di elementi strutturali in legno sono numerose: *legno massiccio, legno lamellare, pannelli*.

#### **1.1.3.1 Il Legno massiccio**

Il *legno massiccio* è quello che presenta maggiore tradizione in edilizia e attualmente utilizzato per interventi di recupero e/o sostituzione di strutture esistenti.

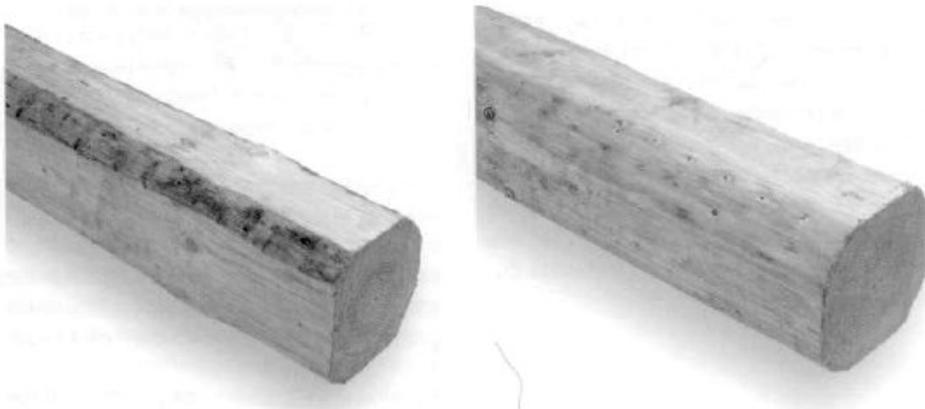
I prodotti in legno massiccio vengono ricavati dai tronchi migliori per forma, dimensioni, caratteristiche di accrescimento. Da ogni tipologia di tronco è comunque possibile ricavare vari elementi, di dimensione e qualità diverse.

Il vantaggio di un elemento in legno massiccio è che la sua struttura, rispetto alla materia prima, ha subito poche modifiche. In particolare: segazione e stagionatura naturale, essiccazione ed eventualmente incollaggio.

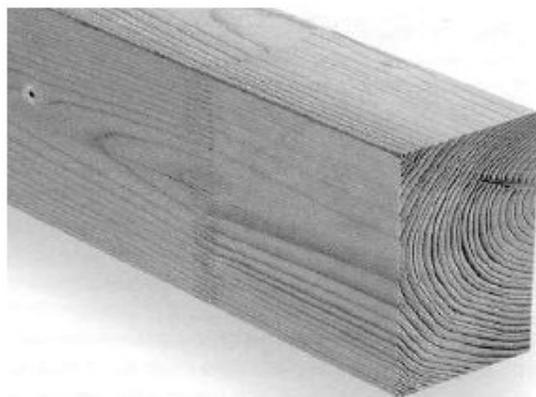
Il legno massiccio per uso strutturale deve essere classificato secondo la resistenza con una regola conforme alla norma armonizzata UNI EN 14081. Per il legname di provenienza italiana può essere applicata la norma UNI 11035. Più in generale, per la classificazione del legname massiccio di conifere dell'Europa Centro-Sud può essere applicata la norma DIN 4074; in ogni caso molti paesi Europei e non, hanno pubblicato norme nazionali per la classificazione del legname cresciuto all'interno del proprio territorio.

Tra le varie tipologie di elementi strutturali di legno massiccio si hanno:

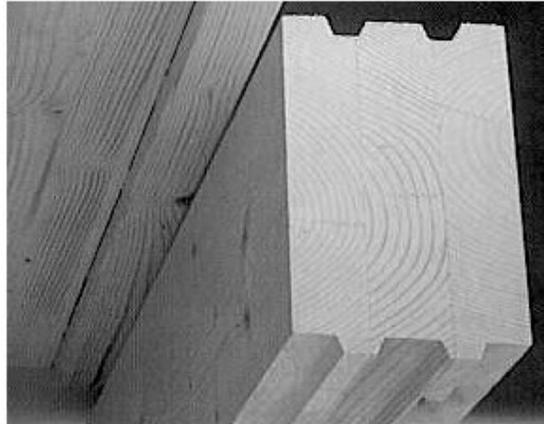
- travi uso Fiume e uso Trieste;



- legname massiccio da costruzione giuntato o KVH;



- travi a 2 o 3 lamelle



### 1.1.3.2 Il Legno lamellare

Le caratteristiche e gli standard qualitativi, raggiunti soprattutto negli ultimi anni dal *legno lamellare* incollato, rendono questo materiale assolutamente idoneo per il suo impiego in strutture anche progettualmente complesse dal punto di vista statico e in grado di soddisfare senza troppi problemi le esigenze del moderno approccio alla progettazione strutturale.

La tecnologia del legno lamellare incollato ha consentito di superare agevolmente le limitazioni connesse alle dimensioni dei singoli elementi di legno, permettendo in questo modo di coprire luci anche significative e introducendo ulteriori vantaggi come la realizzazione di elementi a sezione variabile e di elementi curvi, quali ad esempio archi e portali. Tale tecnologia consente inoltre, di ovviare a quegli inconvenienti, legati alla difettosità intrinseca del legno, cui sono tradizionalmente soggetti gli elementi di legno massiccio. Utilizzando tavole di spessore ridotto, è possibile inoltre, controllare meglio l'umidità di ogni singola lamella adeguandola a quelle che saranno le condizioni ambientali di esercizio della struttura.

Nella produzione degli elementi in legno lamellare i produttori devono obbligatoriamente seguire le prescrizioni di un Ente di certificazione, facendo riferimento alla norma specifica UNI EN 386 ("Legno lamellare

incollato. Requisiti prestazionali e requisiti minimi di produzione”), valida per tutti i Paesi dell’Unione Europea, o a norme nazionali più restrittive. Dal 2010 è obbligatorio in Italia produrre e commercializzare elementi dotati di marcatura CE, rilasciato da un Ente di Certificazione in conformità alla norma UNI EN 14080 (“Legno lamellare incollato. Requisiti”).

### 1.1.3.3 I pannelli

L’impiego dei *pannelli* a base di legno in combinazione con elementi in legno massiccio o lamellare ha consentito lo sviluppo e l’evoluzione del sistema costruttivo cosiddetto *platform frame*, che rappresenta da vari decenni lo standard dell’edilizia residenziale in USA e Canada e che si sta rapidamente diffondendo in molti altri Paesi Europei, inclusa l’Italia. Si tratta di un sistema rapido che, oltre alla velocità di esecuzione, permette di ottenere una buona sicurezza statica e sismica.

Esiste una vasta gamma di tipologie:

- pannelli in legno massiccio;



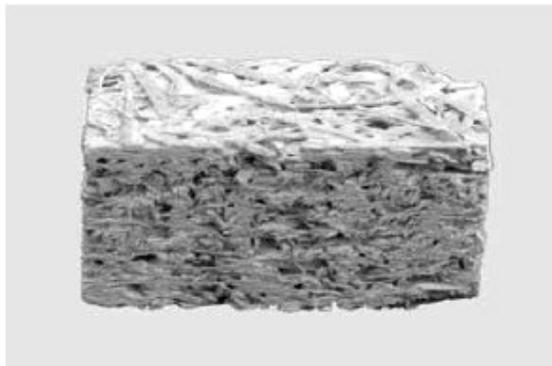
- pannelli di legno compensato e multistrati



- LVL (Laminated Veneer Lumber);
- Pannelli listellari;
- Pannelli di particelle (“truciolari”)



- Pannelli di scaglie (per esempio gli OSB, quando le scaglie sono orientate);
- Pannelli di fibre;
- Pannelli in legno-cemento



La maggior parte delle caratteristiche tecnologiche dei pannelli a base di legno risulta influenzata dai seguenti parametri (in ordine di importanza):

- Dimensione e disposizione degli elementi unitari e loro specie legnosa;
- Tipo di adesivo (e degli eventuali additivi) e qualità dell’incollaggio;
- Massa volumica ed umidità del prodotto finito.

La più interessante evoluzione del legname strutturale è il “compensato di tavole” ovvero il pannello costituito da strati incrociati di tavole, chiodate o incollate (lo si può pensare come un setto portante “pieno”, dotato di buona stabilità dimensionale e “massa” elevata).

Questa famiglia di prodotti, molto eterogenea per dimensioni, composizione e processo produttivo, ha conosciuto una forte diffusione in tempi molto rapidi: nel 2000 quasi non esistevano sul mercato italiano, oggi sono considerati la soluzione costruttiva più interessante per l'edilizia residenziale. Il tutto in assenza di esplicite indicazioni normative, sia a livello nazionale che europeo (il DM 14-01-2008 e l'EC5 neppure li menzionano, invece le CNR DT 206-2007 e l'Eurocodice 5 lo fanno, ma solo per rimarcare l'assenza di una specifica normativa e rinviare al benessere tecnico di cui dovrebbe essere dotato ogni prodotto) ma soprattutto in assenza, da parte di molti produttori, anche delle indicazioni "necessarie e sufficienti" in merito alle modalità di calcolo e di realizzazione dei collegamenti.

A livello prestazionale, le qualità dei pannelli costituiti da strati incrociati si possono riassumere così:

<b>Requisito</b>	<b>Prestazioni tipiche del compensato di tavole</b>
Resistenza meccanica	Ottimo rapporto peso/prestazioni, buona isotropia nel piano, elevata stabilità dimensionale. Facile ottenere strutture con elevata duttilità, progettando bene i giunti.
Sicurezza in caso d'incendio	Facile ottenere una resistenza al fuoco elevata, in funzione degli spessori impiegati, spesso ridondanti. Assenza di fumi tossici o scuri (in caso d'incendio, sono questi fattori maggiormente pericolosi).
Igiene, salute ed ambiente	Assenza di emissioni inquinanti e/o polveri. Bassa emissione di formaldeide per pannelli incollati con MUF (melanina-urea-formaldeide)
Sicurezza di utilizzazione	Facili da manovrare in cantiere, sicuri come resistenza all'impatto, non più scivolosi rispetto ad altri materiali a base di legno.
Protezione contro il rumore	Una massa più elevata, rispetto alla costruzione a telaio e pannelli, fornisce automaticamente un migliore isolamento, anche alle frequenze più basse.
Risparmio	La conducibilità è quella del legno ( $U=0,13 \text{ W/mK}$ )

energetico	quindi l'elemento strutturale è già anche isolante, e possiede una buona inerzia (utile per lo sfasamento e l'attenuazione in regime estivo). Molto facile evitare i ponti termici.
------------	---

Le lacune esistenti nella normativa cogente hanno fatto sì che il compensato di tavole si prestasse molto bene allo sviluppo di “sistemi costruttivi”, definiti in termini precisi da singole aziende e/o associazioni. Tra i vari sistemi costruttivi formati (STILE21, SOFIE, dataholz.com) uno dei più noti è il SOFIE (Sistema Costruttivo Fiemme) che si è posto l'obiettivo di definire le prestazioni e le potenzialità di un sistema per la costruzione di edifici a più piani di legno trentino di qualità certificata e caratterizzato da elevate prestazioni meccaniche e basso consumo energetico, ottimi livelli di sicurezza al fuoco e al sisma, comfort acustico e curabilità nel tempo. Tale sistema è detto X-LAM (pannelli lamellari di legno massiccio a strati incrociati) di spessore variabile dai 5 ai 30 cm realizzati incollando strati incrociati di tavole di spessore medio di 2 cm. I pannelli vengono tagliati a seconda delle esigenze architettoniche completi di aperture per porte, finestre e vani scala e in seguito issati e collegati tra loro in opera con angolari metallici, chiodi a rilievi troncoconici e viti autoforanti.

#### **1.1.4 La casa “baraccata”**

La Calabria è una regione che nei secoli è stata con frequenza segnata da forti eventi sismici, il cui livello distruttivo è stato tale da radere interamente al suolo numerosi centri abitati, causando molte vittime e determinando un continuo stato di riedificazione.

Una situazione particolare si venne a verificare in seguito al sisma ricordato come “Terremoto della Calabria del 5 febbraio 1783”, caratterizzato da cinque scosse catastrofiche dell'XI grado della scala Mercalli e da varie centinaia di scosse ‘minori’.

Le scosse interessarono l'intera Calabria meridionale e, in parte, la Sicilia orientale (l'area di Messina).

La Calabria a quell'epoca era suddivisa in Calabria Citra e Calabria Ultra e faceva parte del Regno di Napoli governato da Re Ferdinando IV di Borbone, figlio di Carlo III Re di Spagna.

Dopo il catastrofico terremoto del 1783 la drammatica realtà portò gli studiosi e gli amministratori ad impegnarsi in una attenta analisi dei fatti e a definire un vero e proprio sistema costruttivo antisismico.

Lo studio dei sistemi di prevenzione sismica aveva già avuto tra fine Seicento e inizio Settecento un notevole incremento, in quanto le occasioni per nuove sperimentazioni erano state fornite per la ricostruzione della Sicilia orientale dopo il sisma del 1693 e quella dell'Aquila negli Abruzzi del 1703.

In Calabria questo nuovo sistema costruttivo è individuabile nel tipo strutturale della "*casa antisismica*" che veniva realizzata secondo il cosiddetto sistema costruttivo "*baraccato*", da cui il nome di "*casa baraccata*", che si ispirava anche alle norme antisismiche applicate a Lisbona, in Portogallo, dove dopo il terremoto del 1755 una intelaiatura lignea (la "gaiola pombalina") con specifici caratteri antisismici era stata già utilizzata per rinforzare gli edifici in muratura costruiti dopo il sisma.

Sicuramente gli ingegneri di Ferdinando IV, che studiarono i modelli costruttivi dopo il sisma del 1783, erano a conoscenza della normativa portoghese, a cui si ispirarono per le loro ipotesi costruttive in Calabria, realizzando delle proposte che però attingevano prevalentemente alla tradizione costruttiva locale.

Infatti, osservando le rovine delle costruzioni sparse in tutti i centri abitati della Calabria, i singoli rapporti di varie fonti avevano registrato la risposta soddisfacente alle scosse sismiche di edifici con strutture in legno o in muratura con strutture lignee all'interno: tra tutti l'esempio più noto fu quello del Palazzo del Conte di Nocera a Filogaso, che era stato costruito prima del terremoto con una struttura lignea e che a Filogaso era stato l'unico edificio che era rimasto in piedi dopo il terremoto del 1783.

Allo stesso tempo fu evidente che la causa principale che aveva portato a tanta distruzione era individuabile nell'uso di materiale molto povero e

spesso riciclato che era stato usato per costruire le abitazioni fino ad allora, al punto da rendere queste strutture fragili soprattutto alle scosse sismiche orizzontali, se l'edificio è stato costruito per resistere solo a carichi verticali.

L'azione sismica arriva in forma di onde d'urto che producono movimenti orizzontali e verticali, o vibrazioni.

Questi movimenti sono trasmessi dalle fondazioni alle strutture di elevazione dell'edificio causando, mentre l'edificio 'sobbalza' dall'alto in basso, effetti di compressione e taglio sui muri nel proprio piano e di flessione e spinte laterali in direzione ad essi trasversale.

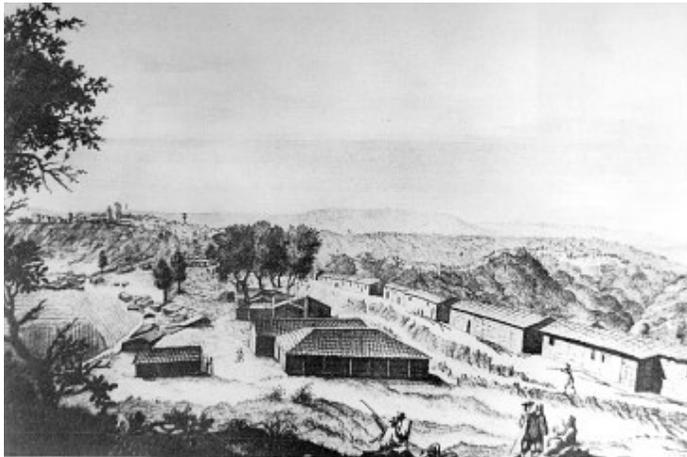
La massa dell'edificio, impedendo il movimento, produce azioni di natura inerziale. L'accelerazione del terreno può far sì che tutti i piani dell'edificio si muovano unitariamente, ovvero produrre, soprattutto negli edifici più alti, una deformazione ad andamento sinusoidale. In questo secondo caso, a causa dell'inerzia, le masse più alte dell'edificio possono anche spostarsi al di fuori della sua base, da una parte e dall'altra, per effetto di un movimento di tipo oscillatorio. Nel frattempo i movimenti del terreno possono essere cambiati, sollecitando la struttura dell'edificio con modalità non previste, fino a ridurlo in pezzi.

Le azioni orizzontali risultarono particolarmente letali per gli edifici in pietrame costruiti nel diciottesimo secolo in Calabria. Questi edifici avevano strutture con tipologia rettangolare di due o tre piani e con muri costruiti in pietrame sbizzato o blocchi di conglomerato povero, chiamati Brest. Elementi murari in pietra squadrata potevano essere inseriti nei vani di porte e finestre. Ammorsamenti interni ai muri portanti perimetrali potevano reggere le travature dei solai e delle coperture. Le fondazioni erano in pietra e i tetti coperti da pesanti tegole.

I problemi che questo tipo di edifici può avere in caso di terremoto sono innumerevoli. Le azioni orizzontali possono lesionare o portare a rottura le strutture murarie per la loro limitata plasticità o per scarsa resilienza. I muri portanti possono sgretolarsi, perdendo parte dei materiali costitutivi, ma, anche quando si mantengono integri, i loro spostamenti possono produrre

lo scostamento o lo sfilamento delle travature orizzontali e quindi il crollo dei solai. La rotazione dei muri esterni può anche portare a sconnessioni fondazionali, provocando il crollo di tutta la struttura. Anche il tetto pesante, concentrando masse inerti nella parte alta della costruzione, risulta molto pericoloso, perché può provocare la caduta delle tegole sia all'interno, sugli occupanti, sia all'esterno, su quanti si trovano nei pressi dell'edificio.

Il legno, data la sua elasticità, poteva piegarsi senza virtualmente spezzarsi; come materiale da costruzione, era quindi ideale a essere adattato per resistere ai terremoti. L'impiego del legno fu così alla base del sistema della *casa baraccata*.



**Figura 1.5. Veduta della città di Mileto, alla fine del 1783. In secondo piano la vecchia città danneggiata dal terremoto; in primo piano l'insediamento di baracche provvisorie (Principe, Città nuove in Calabria).**

Benché prive di elementi diagonali idonei a svolgere una funzione di controventatura, efficace per resistere ad azioni orizzontali, questi edifici rappresentavano un evidente miglioramento rispetto alle costruzioni in pietra, essendo facili da costruire, molto più leggere e quindi anche meno pericolose in caso di crollo. Le strutture lignee avevano anche un altro vantaggio rispetto alla muratura in pietrame sciolto: avendo membrature collegate le une alle altre venivano a creare un sistema strutturale più omogeneo e continuo. Pertanto, almeno dal punto di vista della sicurezza, il legno rappresentava una soluzione valida, anche se era poco

disponibile, costoso, ed evidentemente meno attraente, come unico materiale da costruzione, della muratura, che assicurava invece migliori prestazioni di isolamento e tenuta all'acqua.

La risposta al problema della scarsità e degli altri inconvenienti di questo materiale fu trovata nel combinare il legno con la muratura, in modo da realizzare edifici più sicuri.

I principi appresi sulle costruzioni in legno sono ben illustrati da Gianbattista Mori, che riporta come le osservazioni in situ evidenziassero che gli edifici scampati al terremoto erano quelli che avevano avuto un comportamento unitario e che questa unità era data dal fatto che ogni parte della struttura era ben collegata alle altre. Una delle soluzioni al problema di unificare la struttura è proprio quella discussa e illustrata da Vivencio nella sua *Istoria de' Tremuoti*.

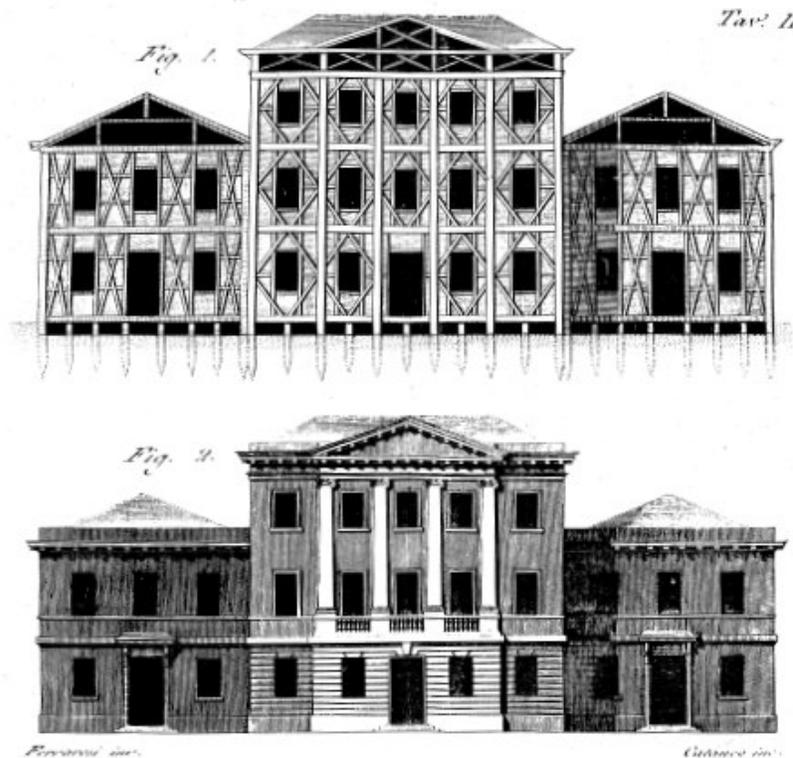


Figura 1.6. Sezione e prospetto della casa.

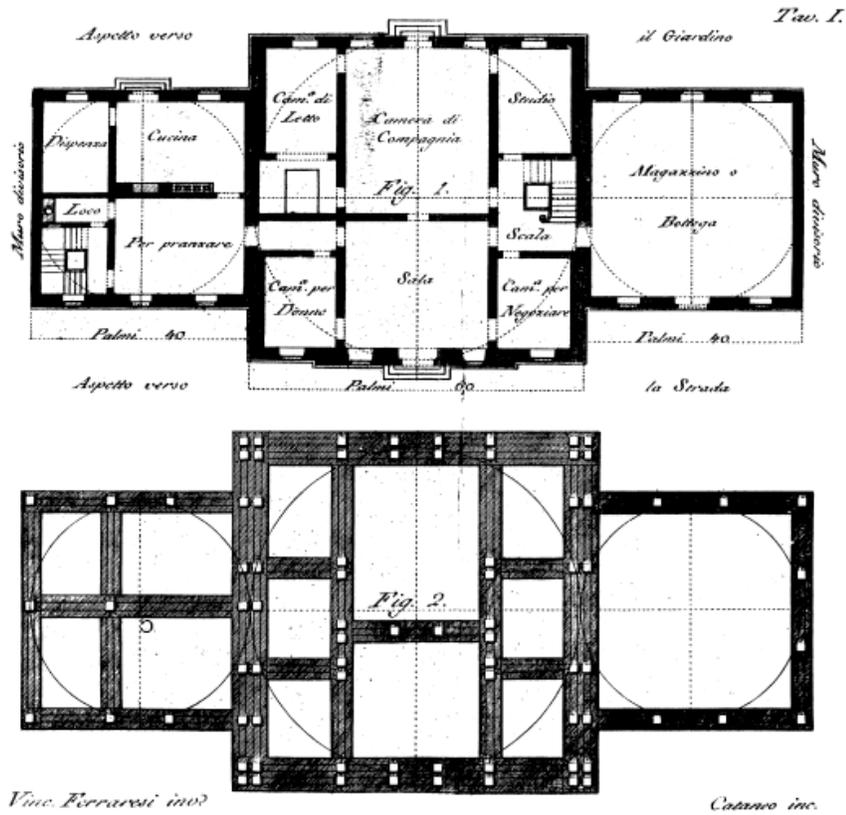


Figura 1.7. Pianta della casa e della platea di fondazione.

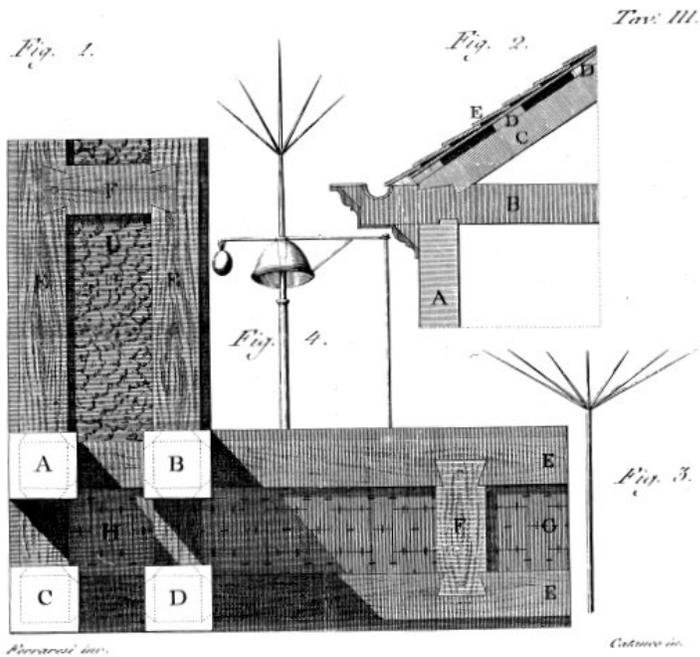


Figura 1.8. Modo di costruire muri negli edifici pubblici, dettaglio della struttura in legno e del riempimento in pietra da taglio. Dettaglio della cornice, della grondaia e del tetto con lastre di lavagna o creta cotta. Dettagli dei Conduttori.

L'intero edificio, dal tetto alle fondazioni, appare tenuto insieme da una robusta intelaiatura lignea. I telai sono doppi, collegati da rinforzi trasversali, e prevedono elementi diagonali a croce che legano insieme i montanti ai bordi delle finestre con l'ossatura principale dell'edificio. L'obiettivo dichiarato di Vivenzio era di proporre che tali strutture fossero tutte in legno, con tetti leggeri in assiti di legno (in sostituzione delle pesanti coperture tradizionalmente usate nell'Italia meridionale), elementi di tamponamento e dettagli costruttivi in legno. Ma prevede anche che le cavità dei muri fossero riempite in pietra o conglomerato. Il tipo di edificio che egli illustra, perciò, si presenta non tanto come una costruzione lignea, ma come soluzione costruttiva mista.

Le descrizioni di questa casa antisismica fornite da Vivenzio sono tecnologicamente precoci da diversi punti di vista. In primo luogo, il principio di legare insieme come in un'**unica unità strutturale** l'intera costruzione rappresenta un'acuta comprensione del modo in cui gli edifici reagiscono ai terremoti.

In secondo luogo, l'adozione di **diagonali di controventatura** che si sviluppano per l'intera costruzione per fornire resistenza alle azioni laterali è una soluzione estremamente efficace.

Terzo, la **forma** dell'edificio è **simmetrica**, e ciascuna delle parti di cui si compone, con quella centrale di dimensioni maggiori, è basata su un quadrato perfetto. Le unità laterali, scrive Vivenzio, contraffortano quella centrale, e se quest'ultima dovesse crollare, non si ribalterebbe sulla strada.

Queste criteri stabilivano le prescrizioni da seguire per la ricostruzione degli edifici in tutta la Calabria, e costituirono le basi del programma normativo per la ricostruzione adottato dai Borboni, incentrato sul sistema costruttivo della *casa baraccata*.

### 1.1.5 La casa "a gajola"

A Lisbona, dopo il terremoto del 1 novembre 1755 venne varata una normativa antisismica che prevedeva l'obbligo di costruire edifici ad intelaiatura lignea.

La *gaiola* o gabbia pombaliana dal nome del Ministro, Marchese di Pombal che presiedette alla ricostruzione della città, era infatti “una struttura lignea, che, in caso di terremoto avrebbe potuto sostenere i solai e lo stesso tetto, anche qualora le murature fossero cadute, data la sua indipendenza da queste ultime”. La sua **elasticità** le garantiva una enorme resistenza, accentuata da un flessibile congegno di tasselli, anch’essi lignei.

La sua struttura è estremamente elementare: “Si compone essenzialmente di un insieme di pali (*prunos*) e traverse (*travessenhos*) (...). Le traverse sono connesse alle murature con una specie di dadi (*maos*). Le parti superiori dei pali sono legate fra loro da travi (*frechais*), e nei vani, da architravi (*vergas*) e da travetti (*pendurais*). Il legno usato era la quercia o il leccio”.

Questo sistema, usato per la ricostruzione di Lisbona e che è rimasto il più usato in Portogallo per molti anni, anche per edifici importanti, “ha avuto il torto di sovraccaricare le facciate, ornandole di ceramiche, di un bell’effetto architettonico, senza dubbio, ma di cui la caduta è inevitabile tanto è mal assicurato il loro ancoraggio ai muri”.

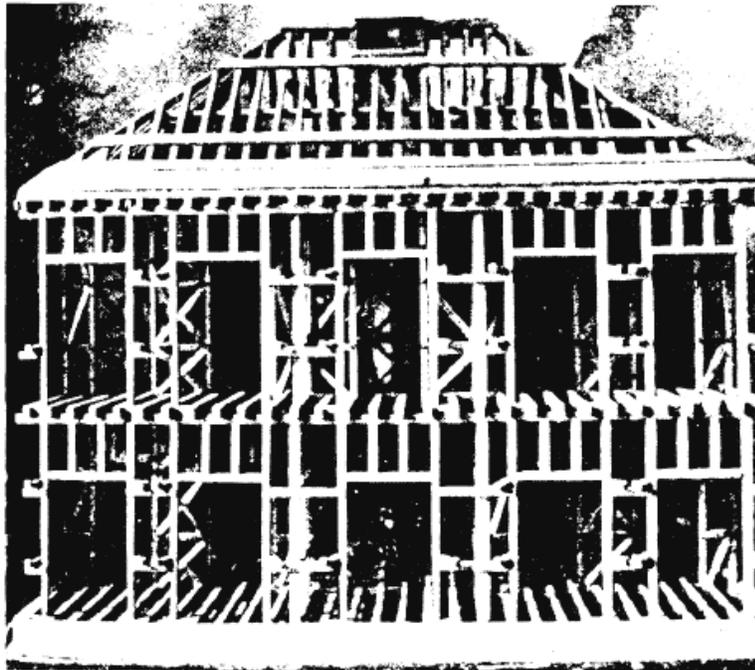


Figura 1.9. Modello della “gaiola” (1972)

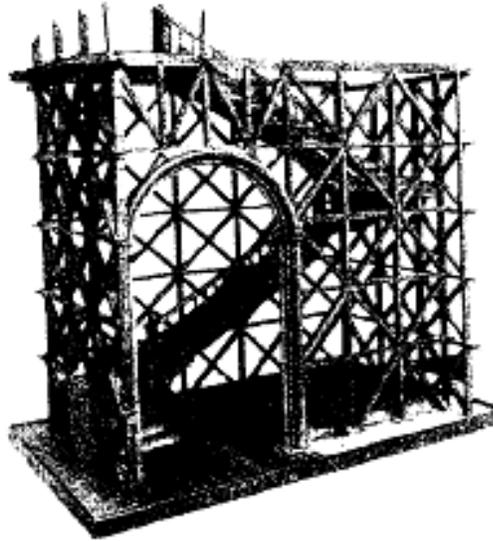


Figura 1.10. Modello della “gaiola” dell’Istituto Superiore Tecnico di Lisbona (1987)

#### 1.1.6 L’*Opus Craticium*

Un sistema in parte in legno ancora più antico, già utilizzato ai tempi dei romani, era l’*Opus craticium*, un tipo di tramezzo molto economico realizzato con listelli di legno, canne o simili, intrecciati tra di loro e con gli interspazi riempiti di creta mescolata a pietrame.



## ***Capitolo II: Strutture in legno in zona sismica***

### **2.1 Tipologie di sistemi resistenti alle azioni orizzontali. Stabilizzazione e controventi.**

La stabilizzazione e il controventamento di una struttura sono aspetti di primaria importanza nella progettazione di una costruzione in legno: essi intervengono in maniera assai rilevante nella concezione strutturale del progetto e, quindi, anche nella sua caratterizzazione formale.

Nella maggior parte delle situazioni si può affermare che una struttura in legno senza alcun tipo di accorgimento per la propria stabilità se sottoposta a carichi trasversali, anche di modesta entità, presenta deformazioni non accettabili. Gli accorgimenti che rendono tale struttura rigida, nei confronti di tali azioni, sono comunemente definiti *controventi* o *sistemi di controvento* ed hanno per l'appunto la funzione di stabilizzare i sistemi strutturali.

Volendo essere più precisi, si può fare una distinzione tra stabilizzazione e controventamento, in funzione della natura delle azioni cui il sistema irrigidente è sottoposta. Infatti, parlando di *controventamento*, ci si riferisce in genere a sistemi pensati per resistere ad “azioni esterne”, generalmente orizzontali, che devono essere trasmesse alle fondazioni o ad altre parti dell'edificio; tra queste il vento (pressione/depressione sulle facciate e azione “radente” in copertura), il sisma, l'azione dei carri ponte, gli urti.

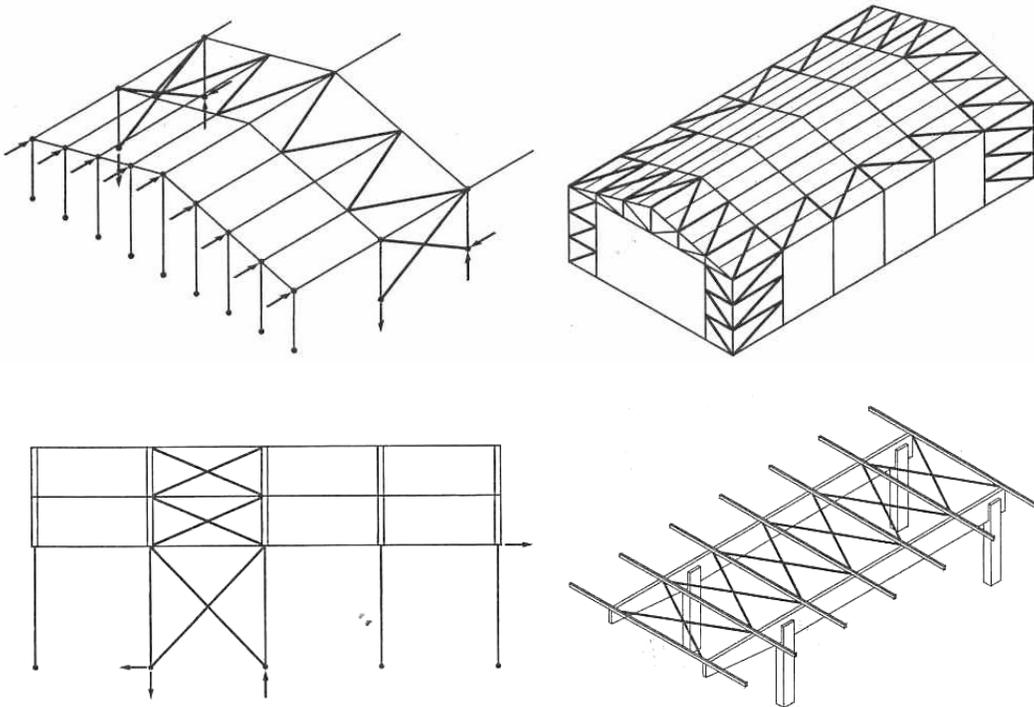
*Stabilizzare* singoli elementi strutturali, che possono essere soggetti a fenomeni di instabilità, significa, per contro, prevedere dei sistemi in grado di resistere ad “azioni fittizie”: si tratta infatti di forze interne agli elementi che si sviluppano, ad esempio, in travi snelle soggette a fenomeni di instabilità flesso-torsionale, o in elementi compressi soggetti a fenomeni di instabilità di tipo euleriano.

In pratica, si tratta di una differenziazione minimale giacché, nella pratica progettuale, i due sistemi vengono quasi sempre a coincidere e l'unica differenza è nella natura e nella combinazione delle azioni da considerare per la loro verifica.

### 2.1.1 Sistemi controventati

I *controventi* sono sistemi di irrigidimento della costruzione usualmente disposti su piani verticali, sub-verticali od orizzontali. Sono quasi sempre responsabili, oltre che della stabilizzazione di singoli elementi verticali, della stabilità globale della costruzione, indipendentemente dalla presenza o meno di azioni orizzontali esterne applicate. Generalmente realizzati mediante:

- pilastri incastrati alla base;
- telai con nodi rigidi;
- reticolari;
- pareti di taglio.



**Figura 2.1. Sistemi di controvento per la trasmissione di azioni a terra e per stabilizzare travi di copertura**

L'utilizzo di *pilastri incastrati alla base* è generalmente limitato ad edifici monopiano di modeste dimensioni, con valori non elevati dei carichi orizzontali da riportare a terra. Elevati momenti flettenti conducono di fatto ad un sovradimensionamento dell'elemento verticale, necessario per la

realizzazione del giunto rigido al piede. È, in genere, necessaria grande esperienza progettuale per garantire un adeguato vincolo di incastro alla base e soddisfare, contemporaneamente, i requisiti richiesti per la curabilità (evitare attacchi fungini o marcescente per possibile ristagno di acqua).

Quando si vuole evitare la trasmissione di momenti flettenti in fondazione, si possono adottare *telai con nodi rigidi* con l'ulteriore vantaggio di permettere la realizzazione di grandi aperture nelle pareti verticali. Trattasi necessariamente di telai incernierati alla base e con nodo superiore resistente a momento, disposti con giacitura parallela alle azioni orizzontali che devono assorbire. Anche in questo caso, il dimensionamento del giunto ne limita l'utilizzo: in grandi costruzioni, ovvero in presenza di forti sollecitazioni, le dimensioni degli elementi del telaio e la complessità del collegamento portano a soluzioni antieconomiche.

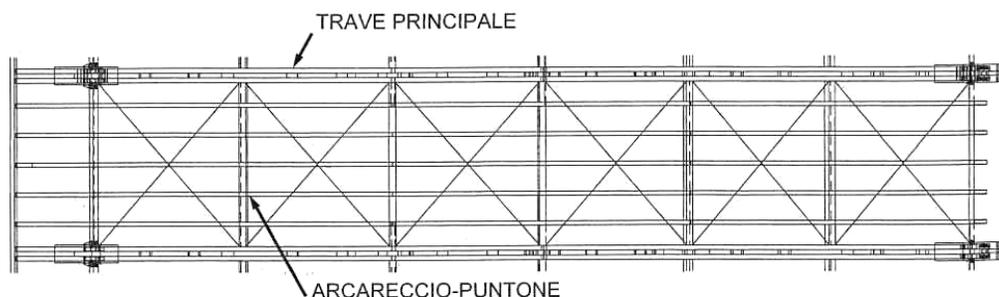
Il ricorso a configurazioni *reticolari* è sicuramente il sistema più utilizzato per realizzare i controventi, siano essi di parete o di falda, per economicità e semplicità di esecuzione.

Il traliccio è solitamente realizzato a mezzo di elementi diagonali in tondini di acciaio o saette di legno.

### **2.1.1.1 Controventi in acciaio**

Nel caso di *tiranti metallici*, la configurazione più utilizzata è quella classica, con elementi disposti a croce di S. Andrea: in pratica, si realizza una struttura reticolare nel piano verticale in cui le briglie sono costituite dai pilastri della struttura.

Nelle strutture a maglia rettangolare regolare, nelle quali l'orditura principale e secondaria risultano disposte secondo due direzioni tra loro ortogonali, l'irrigidimento orizzontale di falda è generalmente ottenuto attraverso strutture reticolari di controvento, realizzate attraverso l'inserimento di talune campate di *aste diagonali metalliche* in regime di soli sforzi assiali.



**Figura 2.2.** Esempio di struttura con controvento in acciaio

Ovviamente, solo il tondo metallico teso risulta “efficace” ai fini della resistenza: il diagonale compresso, a causa dell’elevata snellezza, non è di fatto in grado di trasferire alcuno sforzo ed ha la sola funzione di assicurare la bilateralità nel comportamento del controvento (un’asta lavora per carichi in una direzione, l’altra per quelli in direzione opposta). Il principale vantaggio del sistema è rappresentato dalla possibilità di pretendere i tiranti durante la costruzione della struttura, con correzione delle inevitabili e necessarie tolleranza di costruzione.

### 2.1.1.2 Controventi in legno

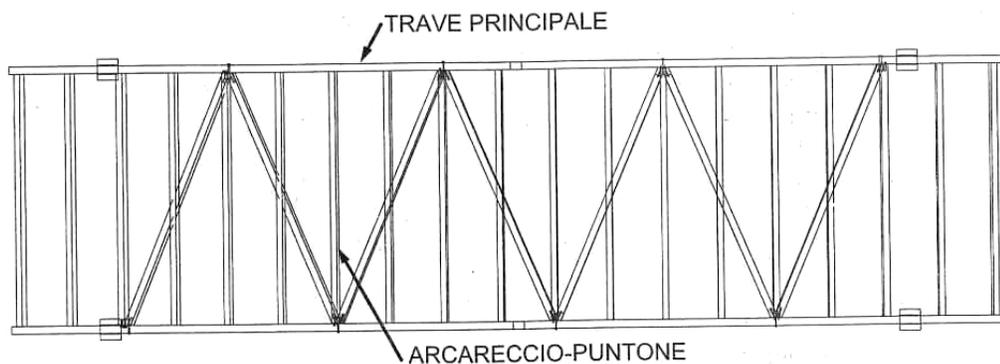
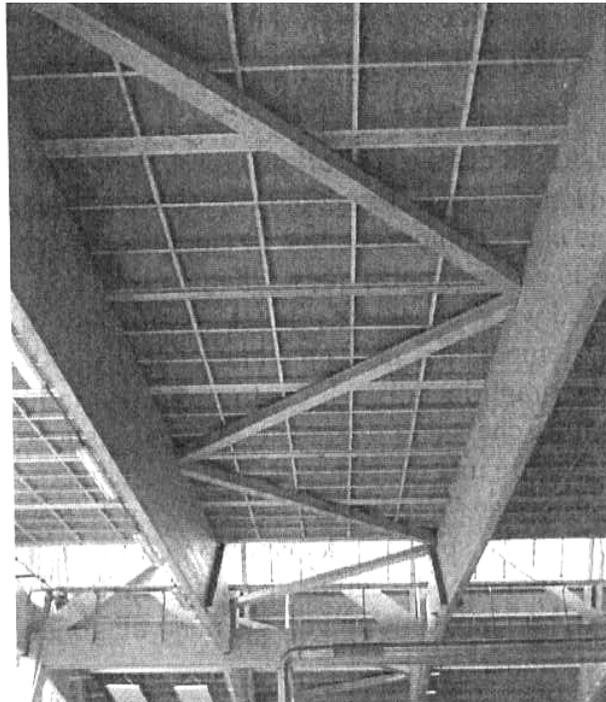
Nel caso invece di realizzazione con *diagonali in legno*, si procede al dimensionamento dell’elemento diagonale in regime sia di trazione che di compressione, con una conseguente semplificazione del reticolo e maggiore rigidezza della struttura di controvento. Il collegamento tra le diverse aste va studiato attentamente al fine di conseguire economicità, duttilità e facilità di posa in opera.

Gli *elementi diagonali di legno*, spesso sono da preferirsi a quelli in acciaio in quanto, oltre ad essere in grado di lavorare sia a trazione che a compressione, garantiscono una migliore resistenza al fuoco.

Di seguito, si citano le configurazioni che generalmente sono adottate per il controventamento mediante singoli elementi diagonali.

- Configurazione a “V”

Concettualmente analoga alla croce di S. Andrea, si differenzia da essa per la presenza di elementi diagonali in legno, in grado di lavorare sia a trazione che a compressione.



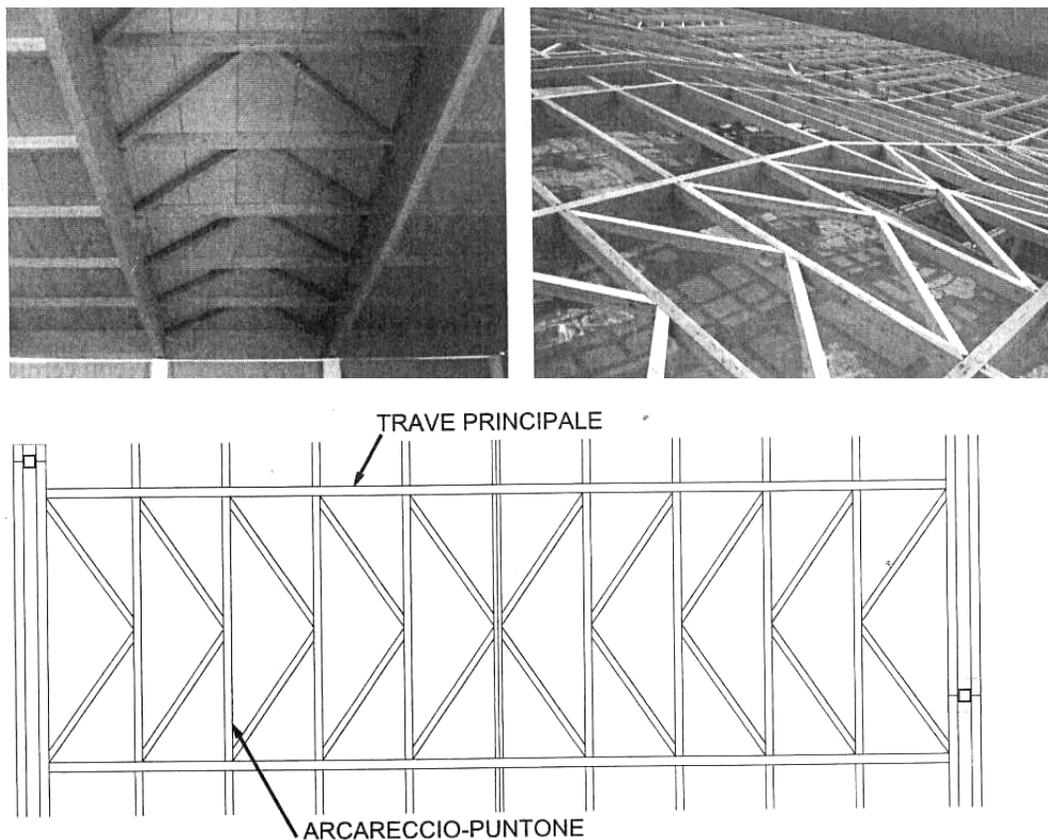
**Figura 2.3. Esempio di controvento in legno con configurazione a “V”.**

Affinché il sistema risulti efficace, ciascun elemento del reticolo dovrà essere dimensionato per sopportare sia gli sforzi di trazione che quelli di compressione che gli competono, ed i collegamenti dovranno ovviamente essere tali da assicurare la corretta trasmissione delle forze tra le diverse aste. In generale, saranno dunque da preferirsi i

collegamenti bullonati anziché quelli con chiodi, meno idonei nelle aste diagonali a sopportare sollecitazioni alternate.

- Configurazione a “K”

Tipologia che trova il suo impiego ideale quando l'interasse tra gli elementi strutturali da irrigidire è relativamente grande rispetto al passo degli arcarecci, ovvero dell'orditura secondaria di collegamento ortogonale al sistema principale.

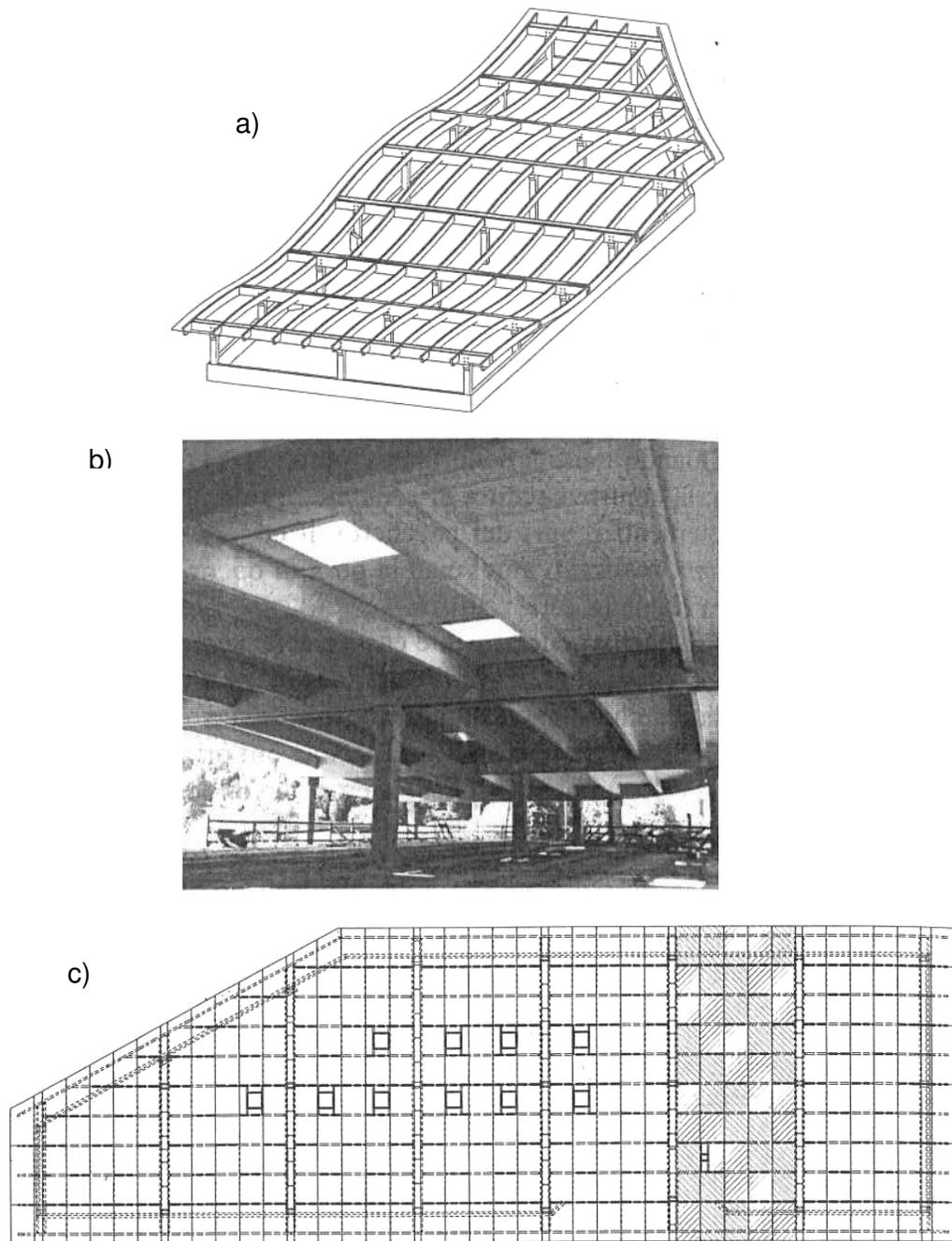


**Figura 2.4. Controvento in legno con configurazione a “K”**

Il grande vantaggio, rispetto al sistema a “V”, è dato dalla presenza di puntone di legno molto più corti, che presentano quindi, a parità di sezione, una minore snellezza e che quindi, sono in grado di resistere a sforzi di compressione molto più elevati.

Quando l'entità delle forze in gioco e le dimensioni della maglia strutturale lo permettono, la controventatura orizzontale di falda può essere

efficacemente realizzata sfruttando gli elementi propri del pacchetto di copertura. Si hanno in questo caso i cosiddetti *diaframmi*, realizzati attraverso la posa in opera di pannellature portanti con funzionamento a lastra rigida.



**Figura 2.5. Controventi con pannelli di legno strutturale: a) struttura portante; b) vista interna; c) pianta dei pannelli sfalsati.**

I pannelli, generalmente costituiti da tavolati incrociati o pannelli di materiale a base di legno, vengono fissati all'estradosso dell'orditura principale e secondaria, generalmente mediante chiodatura, opponendosi attraverso la resistenza a taglio nel proprio piano alle deformazioni imposte dalle sollecitazioni orizzontali esterne. Ovviamente si devono considerare:

- le caratteristiche fisico-meccaniche del pannello;
- lo spessore del pannello, in rapporto alle dimensioni della struttura ed all'entità dei carichi agenti;
- l'interasse della chiodatura e le distanze dai bordi;
- la disposizione sfalsata dei pannelli e la successione dei giunti.

I vantaggi nell'utilizzo di pannelli di grandi dimensioni sono molteplici:

- possibilità di trasferimento delle azioni attraverso un gran numero di elementi di collegamenti (chiodi o viti) posti lungo i bordi dei pannelli, il che consente di ottenere comportamenti caratterizzati da duttilità media ad elevata;

- possibilità di sfruttare le pareti per altre funzioni: elementi "compartimentanti" ai fini delle verifiche al fuoco o come elementi per l'isolamento dal rumore, risultando quindi economicamente vantaggiosi per ricoprire differenti funzioni non solo statiche;

- possibilità offerte dalla prefabbricazione e dall'industrializzazione.

E in particolar modo, per quanto riguarda i controventi di falda, la razionalità dell'impiego di grandi pannelli prefabbricati di legno o di prodotti a base di legno, risulta ancora più evidente, specialmente nei casi di solai di edifici pluripiano e coperture, dove la rapidità di montaggio di grandi porzioni di superficie con un basso impiego di manodopera impiegata, talvolta a notevole altezza da terra, gioca certamente a favore di tale utilizzo.

### **2.1.1.3 Pareti di taglio**

Un differente tipo di controventamento ottenuto mediante le cosiddette *pareti di taglio* può essere realizzato mediante:

- elementi in legno a sezione circolare o quadrata disposti a blocchi;
- montanti e correnti in legno associati a pannelli in materiale derivato dal legno, o pannelli a base di gesso;
- muratura, parete di calcestruzzo.

Il secondo in elenco è una delle tecnologie costruttive lignee più antiche; nasce infatti circa 300 anni fa negli Stati Uniti e Canada con il nome di *platform frame*.

I vantaggi nell'utilizzo delle pareti di taglio sono del tutto analoghi a quelli visti nel caso dei pannelli.

### **2.1.2 Sistemi puntuali: travi e pilastri (telai bidirezionali)**

Concettualmente simile ai telai in calcestruzzo o acciaio (sistema travi e pilastri). Consente maggiori spazi liberi da pareti, con dimensionamento adeguato.

Possono essere costituite da elementi in legno massiccio oppure in legno lamellare incollato (Fig. 2.4).

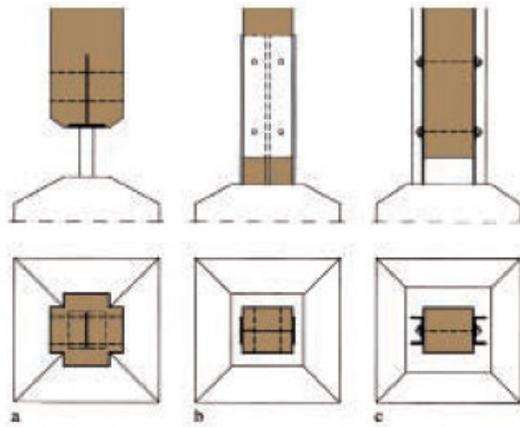


**Figura 2.6. Struttura a telaio con travi e pilastri in legno lamellare**

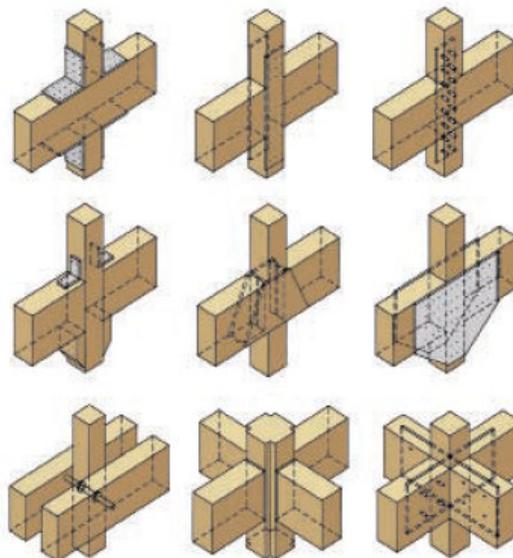
I collegamenti fra gli elementi possono essere effettuati più spesso con bullonatura, mediante interposizione di rondelle o piastre, meno con chiodature o, a volte, a incastro con collante. I pilastri possono avere sezione quadrata, rettangolare piena, oppure possono avere sezione

composta da due elementi verticali aderenti tra loro o collegati da aste disposte ad intervalli costanti. Le travi possono essere a sezione rettangolare piena, di tipo scatolare, cioè formata da due correnti e da due pannelli in compensato strutturale; oppure possono essere di tipo reticolare.

Il collegamento del pilastro in legno alla fondazione (continua in c.a., plinti, trave cordolo in legno) può avvenire con diversi sistemi di vincolo (Fig. 2.7).



**Figura 2.7. Collegamento fra montante in legno e plinto in c.a.: a) con elemento metallico interposto; b) con profilati aT; c) con profilati a U annegati nella fondazione in cls.**

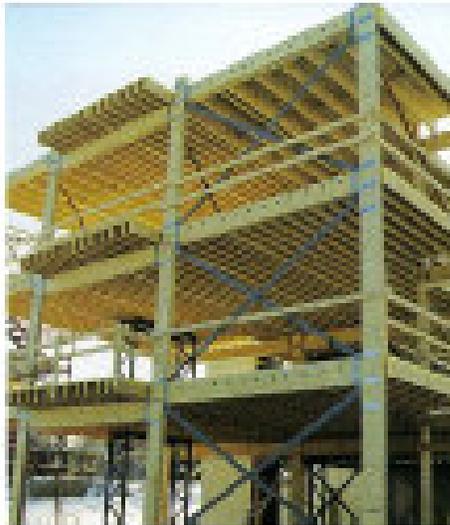


**Figura 2.8. Differenti collegamenti fra trave e pilastro nelle strutture a telaio in legno ottenuti mediante angolari, piastre metalliche saldate o chiodate**

Il collegamento fra trave e pilastro può avvenire mediante angolari, piastre chiodate o saldate, con bulloni, con piastre metalliche interne (Fig. 2.8).

In queste strutture l'irrigidimento trasversale o longitudinale per resistere alle azioni orizzontali si può ottenere con pannelli di tamponamento all'interno dei solai, con pannelli di solaio oppure con controventi reticolari metallici (Fig. 2.9).

Si possono anche realizzare controventi con nuclei in c.a. contenenti vani scala, ascensori o locali di servizio con la struttura, in tal caso, ancorata ai nuclei in c.a. mediante collegamenti metallici.



**Figura 2.9. Struttura a telaio con tamponamenti di solaio e controventi metallici**

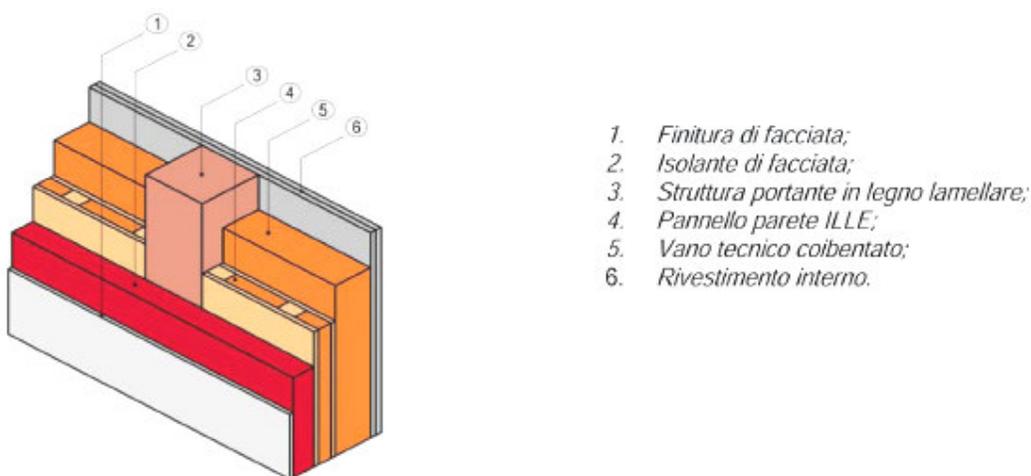
### **2.1.3 Sistemi misti: telai e pareti**

Tale tipo di sistema è decisamente all'avanguardia. Non si trovano, infatti, in letteratura esempi di un sistema costruttivo realizzato da telai in legno e pannelli che fungono al contempo da pareti perimetrali o divisorie e da controventamenti.

È nell'ambito del ***World Conference of Timber Engineering*** tenutosi nel giugno del 2010 a Riva del Garda (Trentino), che viene presentato questo innovativo sistema, frutto della ricerca dell'italiano Elia Terzi, descritto nel *paper* "Experimental and theoretical report of the seismic behaviour of a

wood framed construction system". E che come egli stesso afferma nell'introduzione è un sistema che riassume e concentra le tecnologie più importanti dei sistemi edilizi in legno in ambito sismico.

Il sistema studiato da Terzi è realizzato così: il sistema portante è costituito da travi e pilastri in legno lamellare mentre le pareti (pannelli *Dolomiti Plus*) hanno principalmente la funzione di irrigidimento e stabilizzazione del telaio contro le forze orizzontali ed inoltre fungono da partizione verticale e risultano totalmente libere da funzioni statiche in relazione alle forze verticali assorbite appunto dal telaio portante. Le pareti esterne sono caratterizzate da un pacchetto a più strati tipo sandwich (Fig. 2.11), costituito da telaio in legno massiccio, strato coibente e rivestimento in multistrato di legno, incollati e pressati a caldo.



**Figura 2.10. Pannello ILLE Plus – sistema continuo che costituisce la parete.**

Detti pannelli vengono solidamente incastrati e fissati alla struttura medesima da pilastro a pilastro, in modo da garantire al sistema parete la necessaria rigidità e controventatura.



**Figura 2.11. Fasi costruttive di un edificio a tre piani *Dolomiti Plus* realizzato a L'Aquila per Progetto C.A.S.E.-**

#### **2.1.4 Sistemi a pannelli portanti**

Come precedentemente anticipato uno dei principali sistemi costruttivi a pannelli portanti è detto X-LAM (pannelli lamellari di legno massiccio a strati incrociati) che presentano uno spessore variabile dai 5 ai 30 cm realizzati incollando strati incrociati di tavole di spessore medio di 2 cm.

E possono raggiungere lunghezze fino a 16 m e con una altezza pari all'altezza di interpiano, preparati in stabilimento mediante il taglio con macchine a controllo numerico e già completi di aperture. Una volta arrivate in cantiere vengono issate con mezzi meccanici di sollevamento e collegate fra loro e alle fondazioni: il processo costruttivo è molto veloce, sebbene il trasporto possa risultare più difficoltoso soprattutto in aree di cantiere con accessibilità limitata.

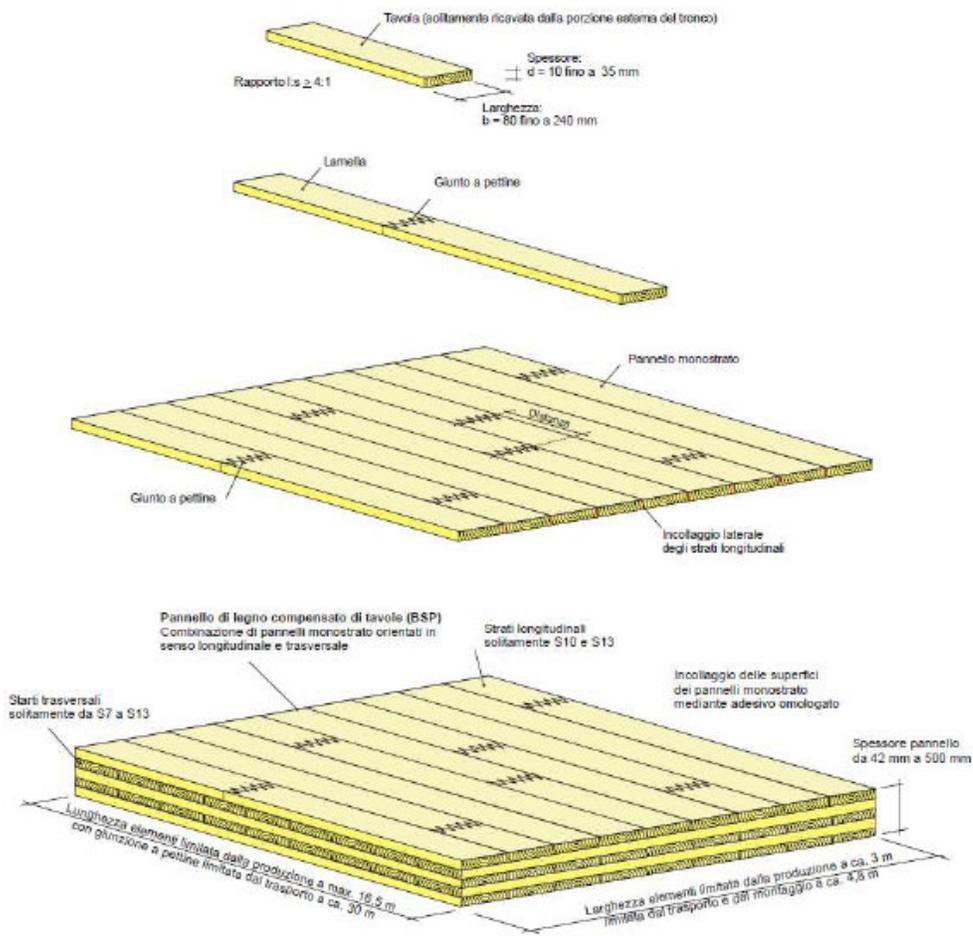


Figura 2.12. Struttura di un pannello a 5 strati



Figura 2.13. Fasi costruttive di un edificio a pannelli portanti

## 2.1.5 Sistemi speciali

### 2.1.5.1 Telaio e pannelli (Platform Frame)

È un sistema realizzato con pareti portanti realizzato tramite dei telai in legno massello o legno lamellare irrigiditi da pannelli su uno o due lati. Il telaio, realizzato con montanti e correnti (Figura 2.14a), assolve allo scopo di opporsi alle azioni verticali mentre la pannellatura, chiodata o aggraffata, a quelle orizzontali.

I pannelli utilizzati in questo tipo di sistema, per le NTC al capitolo 7.7.2 possono essere o di tipo particellare, con peso specifico superiore a  $650 \text{ kg/m}^2$  e spessore non inferiore a  $13 \text{ mm}$ , o di compensato con spessore non inferiore a  $9 \text{ mm}$ . Inoltre, a causa delle distanze imposte per la chiodatura, la base minima dell'elemento costituente il telaio (almeno in corrispondenza della giunzione dei pannelli) deve essere di  $80 \text{ mm}$ .

Tra i pannelli di particelle di legno quelli con le caratteristiche meccaniche migliori sono gli OSB (*Oriented Strand Board*), realizzati con resine

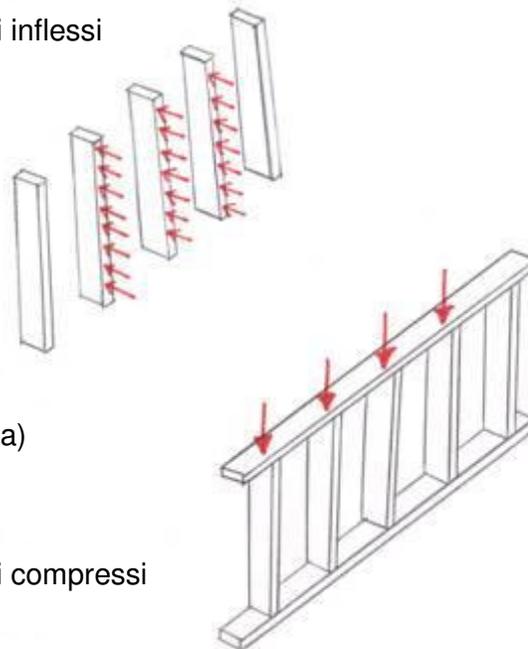
sintetiche e con impiallacciate sottili (strand). Gli strand vengono pressati in 3-4 strati: quelli degli strati esterni sono in generale orientati longitudinalmente rispetto alla lunghezza del pannello, mentre gli strand degli strati intermedi sono ripartiti trasversalmente.



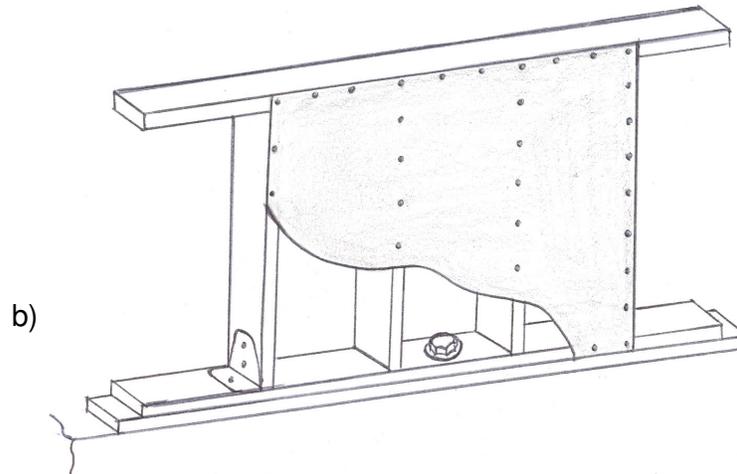
**Figura 2.14. Pannelli OSB**

È proprio la non casualità della disposizione degli elementi che li rende diversi dagli altri pannelli di particelle e con caratteristiche meccaniche più vicine a quelle del legno di partenza.

Elementi lineari inflessi



Elementi lineari compressi



**Figura 2.15. a) e b) costituiscono il sistema *platform frame***

Il sistema *platform frame* in figura può essere utilizzato sia per la realizzazione di pareti che di solai, fungendo quindi o da controvento di parete o di piano.

### **2.1.5.2 Pareti in blocchi di legno massiccio (*blockhaus*)**

Il sistema *Blockhaus* prevede che, in cantiere, le assi in legno di abete massiccio o lamellare vengano impilate orizzontalmente una sull'altra fino a formare la parete divisoria o portante, fissate da scanalature e da linguette di giunzione. Negli angoli le travi sono unite con incastri a pettine.



a)



b)



c)

**Figura 2.15. a) Incastro a pettine; b) particolare di fissaggio tra gli assi; c) interno di un'abitazione.**

## **Capitolo III: Inquadramento normativo**

### **3.1 Normativa italiana**

L'entrata in vigore del DM 14 gennaio 2008 a partire dal 1° luglio 2009, cosiddette NTC "Norme tecniche sulle costruzioni", è un evento importante per una serie di considerazioni. Le Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008 finalmente legittimano il legno, massiccio e ricomposto come materiale strutturale accanto al calcestruzzo, armato o precompresso, all'acciaio, al laterizio esauendo però solo in parte le richieste per far fronte ad una progettazione completa e in alternativa vige ancora un situazione di coesistenza, o di rimando a leggi di altri paesi e/o comunitarie.

Le NTC sono norme impostate su criteri prestazionali e non prescritzionali. Ne guadagna la ricerca, la proposizione di nuovi concetti di prodotto e nuove tecnologie e sistemi costruttivi.

Alcune novità introdotte riguardano l'impostazione volta a criteri probabilistici per la verifica della sicurezza, perfezionando non solo il termine R (valori probabilistici delle resistenze), ma soprattutto E (effetti delle azioni, con l'introduzione di azioni come urti, esplosioni, incendio, ecc.) per cui la fondamentale relazione  $R-E > 0$ , assume contorni sempre meglio definiti, con la riduzione dei margini di aleatorietà.

Anche l'introduzione del concetto di *robustezza* (controllo e limitazione di danni locali sull'insieme strutturale), è assai convincente, specie per strutture, come quelle di legno, che facilmente possono subire fuoriservizi locali pur rimanendo verificato il comportamento complessivo.

L'introduzione delle verifiche obbligatorie agli stati limite ultimi e di esercizio anche per il legno, non fa altro che razionalizzare ciò che comunque non era trascurato nei calcoli, infatti l'attenzione alle deformazioni nelle strutture lignee è sempre stato presente, così come le verifiche al fuoco, le verifiche delle connessioni e l'attenzione ai carichi permanenti e di lunga durata per il fluage del legno (termine

francese per indicare un lentissimo scorrimento delle fibre del materiale nel tempo, nelle strutture sotto carico, e caratteristico anche del ferro e calcestruzzo). Gli effetti del fluage nel legno si verificano con un aumento notevole della freccia di inflessione, che dopo vari mesi risulta più che raddoppiata.

Notevole, specialmente col legno, l'apertura delle NTC al progetto della facile sostituzione e l'obbligo a programmi e piani di manutenzione.

Nello specifico, si tratta delle costruzioni in legno nel capitolo 4.4 il cui oggetto sono le strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale (legno massiccio, segato squadrato o tondo) o prodotti strutturali a base di legno (lamellare incollato, pannelli) assemblati tra loro, e contiene indicazioni sui principi di calcolo da applicare e da seguire per gli elementi strutturali.

Viene prescritto che il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

La valutazione della sicurezza deve essere svolta secondo il metodo degli stati limite, che comprendono i requisiti di resistenza, funzionalità e robustezza.

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico.

La resistenza a rottura del legno dipende in generale dall'umidità dello stesso: un aumento dell'umidità provoca una riduzione della resistenza. I valori di resistenza riportati nelle norme specifiche, alle quali fanno riferimento le norme di calcolo, sono riferiti ad un'umidità del legno del 12%, cioè a materiale in equilibrio igroscopico con un ambiente a umidità relativa del 65% e temperatura di 20°C (ciò, almeno, si considera valido per il legname di conifera). La verifica della sicurezza dovrà quindi tener conto delle differenti condizioni climatiche in cui viene a trovarsi l'elemento considerato. Per questo nel paragrafo 4.4.5 vengono definite 3 classi di servizio:

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

**Tabella 3 1. Classi di servizio**

Anche la durata dell'azione influenza la resistenza del materiale. In particolar modo, nel caso di sollecitazioni molto elevate, si riscontra una diminuzione della resistenza del materiale in caso di carichi di lunga durata. Ciò significa che si può contare su una resistenza del materiale più elevata in presenza di carichi di breve durata. Anche in questo caso sono state definite delle classi di durata del carico quale base per il calcolo:

Classe di durata del carico	Durata corrispondente	Esempio
Permanente	Oltre 10 anni	Peso proprio
Lunga durata	6 mesi – 10 anni	Carichi nei depositi
Media durata	1 settimana – 6 mesi	Carichi di servizio in generale
Breve durata	< 1 settimana	Neve
Istantanea	breve	Carichi eccezionali, vento

**Tabella 3.2. Classe di durata del carico**

Quindi i valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico. Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:  $X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$  dove:

$k_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura;

$X_k$  è il valore caratteristico di una proprietà del materiale;

$\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza parziale per le proprietà del materiale.

I valori di  $k_{mod}$  sono riportati nelle norme di calcolo e sono qui richiamati in tabella (sulla base di Eurocodice 5 e del DT 206 del CNR), per gli elementi di legno massiccio, legno lamellare incollato, compensato e LVL (Laminated Venere Lumber), messi in opera ad una umidità corrispondente alle condizioni di esercizio. Per gli altri casi ci si riferisce alle indicazioni in Eurocodice 5.

Classe di durata del carico	Classe di servizio		
	1	2	3
Permanente	0,60	0,60	0,50
Lunga durata	0,70	0,70	0,55
Media durata	0,80	0,80	0,65
Breve durata	0,90	0,90	0,70
Istantaneo	1,10	1,10	0,90

**Tabella 3 3. Valori del  $k_{mod}$  per l'Eurocodice**

Di seguito si riporta anche la tabella dei valori del  $k_{mod}$  secondo la CNR-DT 206 del 2007, Appendice A – Resistenze di calcolo.

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	EN 14081-1	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Legno lamellare incollato	EN 14080	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
Compensato	EN 636						
	Parti 1, 2, 3	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	Parti 2, 3	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	Parte 3	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300						
	OSB/2	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
	OSB/3 OSB/4	1	0.40	0.50	0.70	0.90	1.10
	OSB/3 OSB/4	2	0.30	0.40	0.55	0.70	0.90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312						
	Parti 4, 5	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
	Parte 5	2	0.20	0.30	0.45	0.60	0.80
	Parti 6, 7	1	0.40	0.50	0.70	0.90	1.10
	Parte 7	2	0.30	0.40	0.55	0.70	0.90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
	HB.HLA 1 o 2	2	0.20	0.30	0.45	0.60	0.80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3						
	MBH.LA1 o 2	1	0.20	0.40	0.60	0.80	1.10
	MBH.HLS1 o 2	1	0.20	0.40	0.60	0.80	1.10
	MBH.HLS1 o 2	2	-	-	-	0.45	0.80
	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0.20	0.40	0.60	0.80	1.10
	MDF.HLS	2	-	-	-	0.45	0.80

Tabella 3.4. Valori del  $k_{mod}$  per la CNR

### 3.1.1 Stati Limite di Esercizio

Oltre a quanto è prescritto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni riguardo a metodi e principi per gli Stati Limite di Esercizio, validi indipendentemente dal tipo di materiale, le deformazioni degli elementi strutturali in legno e a base di legno, dipendono inoltre, dall'umidità e sono soggetti agli effetti di viscosità del materiale nel caso di carichi con azione prolungata nel tempo.

Anche in questo caso viene definito un coefficiente, denominato  $k_{dif}$ , che tiene conto contemporaneamente dei due effetti citati. Si ottiene quindi:

$$w_{fin} = w_{ist} + w_{dif} \quad \text{e} \quad w_{dif} = w'_{ist} \cdot k_{dif}$$

dove

$w_{fin}$  = deformazione totale finale

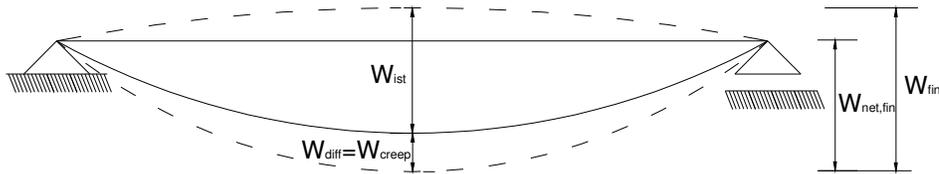
$w_{ist}$  = deformazione istantanea

$w_{dif}$  = deformazione differita, cioè dovuta agli effetti di umidità e viscosità

$w'_{ist}$  = deformazione istantanea dovuta alle combinazioni di carichi quasi permanenti, cioè i carichi responsabili dell'effetto viscoso di aumento delle deformazioni.

A titolo di esempio, i valori limite massimi per una trave inflessa su due appoggi, consigliati dal DT 206 del CNR, sono:

- per  $w_{ist}$   $l/300$  (per i soli carichi variabili)
- per  $w_{net,fin}$   $l/250$  (per i carichi permanenti e variabili)
- per  $w_{fin}$   $l/200$  (per i soli carichi variabili)



**Figura 3 1. Contributi alla deformazione finale di un elemento appoggiato**

I valori di  $k_{dif}$ , per gli elementi di legno massiccio, legno lamellare incollato, compensato e LVL, messi in opera ad una umidità corrispondente alle condizioni di esercizio sono riportati in tabella. Per gli altri casi ci si riferisce a quanto riportato nell'Eurocodice 5.

Tipo di legno	Classe di servizio		
	1	2	3
Massiccio	0,60	0,80	2,00
Lamellare incollato, LVL	0,60	0,80	2,00
Compensato	0,80	1,00	2,50

**Tabella 3. 5. Tabella coi valori di  $k_{dif}$**

In riferimento ai collegamenti, in ogni connessione realizzata con connettori meccanici si creano delle deformazioni locali (dovute alla

deformabilità dei connettori e alla deformabilità locale del legno) che influenzano la deformazione di tutta la struttura e delle quali occorre tener conto esplicitamente durante la verifica degli stati limite d'esercizio di una struttura.

### 3.1.2 Stati Limite Ultimi

#### 3.1.2.1 Verifiche di resistenza

La resistenza di un elemento strutturale deve essere verificata in base alle sollecitazioni cui è sottoposto, nelle sezioni che presentano la massima sollecitazione.

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali  $X_d$  sono quelle precedentemente indicate.

Le prescrizioni che seguono si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Fig. 3.2).

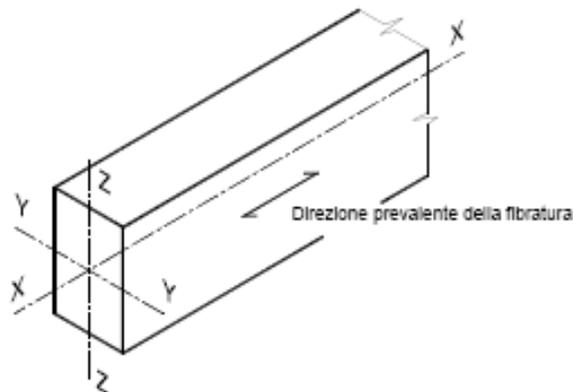


Figura 3.2. Direzione longitudinale della fibratura dell'elemento

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

### 3.1.2.2 Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \text{ oppure } \sigma_{t,0,d} \leq \frac{K_{\text{mod}} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

dove:

$\sigma_{t,0,d}$  è la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura calcolata sulla sezione netta;

$f_{t,0,d}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione per il caso considerato;

$f_{t,0,k}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione per il caso considerato;

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{\text{netta}}}$$

$A_{\text{netta}}$  è l'area della sezione netta (minima) dell'elemento;

$N_d$  è il valore di calcolo dello sforzo assiale per la combinazione di carichi di verifica.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

### 3.1.2.3 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo.

### 3.1.2.4 Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad \text{oppure} \quad \sigma_{c,0,d} \leq \frac{K_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

dove:

$\sigma_{c,0,d}$  è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura;

$f_{c,0,k}$  è il valore caratteristico della resistenza a compressione del materiale considerato;

$f_{c,0,d}$  è il valore di calcolo della resistenza a compressione per il caso considerato;

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

$A_{\text{lorda}}$  è l'area della sezione lorda dell'elemento;

$N_d$  è il valore di calcolo dello sforzo assiale per la combinazione di carichi di verifica.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi, come definita al capitolo 4.4.8.2.2 della CNR.

### 3.1.2.5 Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

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

dove:

$\sigma_{c,90,d}$  è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;

$f_{c,90,d}$  è la corrispondente resistenza di calcolo.

Nella valutazione di  $\sigma_{c,90,d}$  è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione

trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

### 3.1.2.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

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

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

dove:

$\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,z,d}$  sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Fig. 3.1);

$f_{m,y,d}$  e  $f_{m,z,d}$  sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente  $k_h$ , come definito al capitolo 11.7.1.1 delle NTC.

I valori da adottare per il coefficiente  $k_m$ , che tiene conto convenzionalmente della redistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$  per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$  per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al 4.4.8.2.1 delle NTC.

### 3.1.2.7 Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

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

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

I valori di  $k_m$  da utilizzare sono quelli riportati al § 4.4.8.1.6.

### 3.1.2.8 Pressoflessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

### 3.1.2.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la:

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

dove:  $\tau_d$  è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata

secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$  è la corrispondente resistenza di calcolo

### 3.1.2.10 Torsione

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} f_{v,d}$$

dove:  $\tau_{tor,d}$  è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;

$k_{sh}$  è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale;

$f_{v,d}$  è la resistenza di calcolo a taglio.

### 3.1.2.11 Taglio e Torsione

Si può eseguire la verifica combinata:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} f_{v,d}} + \left( \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

### 3.1.2.12 Verifiche di stabilità

Al paragrafo § 4.4.8.2 delle NTC si prescrive la necessità di effettuare le verifiche in termini di sicurezza della struttura nei confronti di possibili fenomeni di instabilità quali lo svergolamento per le travi inflesse e lo sbandamento laterale per gli elementi compressi o pressoinflessi.

### 3.1.2.13 Collegamenti

Riguardo ai collegamenti le Norme Tecniche rimandano alle norme UNI e alle pertinenti norme europee, oppure vagliano l'ipotesi di effettuare prove meccaniche sperimentali.

Nei paragrafi successivi (dal § 4.4.10 al § 4.4.16) vengono delineate alcune direttive che vanno dall'elemento strutturale fino ai controlli e alle prove di carico da effettuare a struttura ultimata dove anche in questo caso si rimanda a normative di comprovata validità

### 3.1.3 Materiali e prodotti per uso strutturale

Nel Capitolo 11 le NTC delineano prescrizioni che si applicano al legno massiccio ed ai prodotti a base di legno per usi strutturali. Vengono definiti: i valori caratteristici di resistenza, il modulo elastico e massa volumetrica sia per il legno massiccio che per il legno lamellare incollato; in entrambi i casi basati su indagini sperimentali.

Tutto questo capitolo è di difficile condivisione, sia per la pratica progettuale, sia per i dati di calcolo. Qui la normativa risulta contraddittoria, lacunosa, zeppa di riferimenti a UNI EN, UNI, EN e per di più concepita da strutturisti che hanno in mente altri materiali da costruzione. Mentre non ci sono troppi problemi per i prodotti a base di legno, come il lamellare, poiché oggetto di produzione industriale, quindi a controlli sui materiali di base (es. lamelle), sui processi

produttivi, sui prodotti finiti, suscettibili cioè di certificazione e classificazione, come gli altri materiali strutturali (acciaio, calcestruzzo, laterizio...), i problemi per la certificazione del legno massiccio ad uso strutturale sono assolutamente aperti e le modalità descritte sono totalmente teoriche, fuori della pratica produttiva.

Per quanto riguarda la progettazione per zone sismiche, nel Capitolo 7.7 per le costruzioni in legno vengono definiti i termini: duttilità statica (rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico); nodi semi-rigidi (giunzioni con deformabilità significativa); nodi rigidi (giunzioni con deformabilità trascurabile); unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico (unioni con mezzi meccanici come chiodi, viti, spinotti, bulloni, ecc., sollecitati perpendicolarmente al loro asse) e nodi di carpenteria (collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici). E due tipi di comportamenti:

- a) strutturale dissipativo;
- b) strutturale scarsamente dissipativo

Le strutture progettate secondo il comportamento a) devono appartenere alla CD "A" o "B", nel rispetto dei requisiti di cui al 7.7.3 in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.

Le zone dissipative debbono essere localizzate nei collegamenti.

Per le strutture progettate secondo il comportamento b), che quindi non rispettano le condizioni richieste per le CD "A" o "B", gli effetti devono essere calcolati mediante un'analisi elastica globale, assumendo un fattore di struttura  $q$  non superiore ad 1,5.

La tabella 7.7.I stabilisce quali sono i massimi valori del fattore di struttura  $q_0$  per le due classi di duttilità al variare delle tipologie strutturali.

Classe		$q_0$	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti
			Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)

**Tabella 3.6. Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi  $q_0$  per le classi di duttilità (Tabella 7.7.I)**

$q_0$  varia da 2 a 5 e sempre si assume  $q = q_0 \times K_R \geq 1,5$  dove  $K_R$  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.

Al fine di garantire valori del fattore di struttura  $q$  superiori ad 1,5, le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture in CD “B” e pari a 6 per le strutture in CD “A”, senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso nonché ai precedenti 7.7.2 a) e 7.7.2 b) possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si verifica quanto segue:

- a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro  $d$  non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrane lignee collegate non minore di 10d;**
- b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato,**

**con uno spessore minimo pari a 4d e con diametro d dei chiodi non superiore a 3,1 mm.**

Qualora tutte le precedenti prescrizioni non siano soddisfatte, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a 8d per il caso a) e a 3d per il caso b), si devono utilizzare valori ridotti del coefficiente  $q_0$  con i valori massimi presentati in Tab. 7.7.II.

Tipologie strutturali	$q_0$
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico (perni, bulloni)	2,5
Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati	4,0

**Tabella 3.7. Tipologie strutturali e valori ridotti del fattore di struttura massimo  $q_0$  (Tabella 7.7.II)**

### 3.2 Normativa europea

Il programma di sviluppo di normative europee per le costruzioni (Eurocodici) iniziato nei primi anni Novanta, a seguito di precedenti progetti di studio che avevano coinvolto comunitariamente i Paesi Europei, prevedeva la stesura di una norma di riferimento per le costruzioni in zona sismica. Tale norma, l'Eurocodice 8, è giunta nel Maggio 2005 alla sua approvazione finale.

Le singole nazioni europee devono recepire le indicazioni di questo codice e adattarne alcuni aspetti al contesto nazionale.

Per il suo carattere di norma di nuova generazione, per la sua valenza internazionale e per la stabilità raggiunta con la versione finale, si illustreranno qui di seguito gli aspetti principali riguardanti la progettazione delle strutture in legno delineati nell'Eurocodice 8.

Esso è strutturato in Parti, delle quali la prima e la terza sono dedicate agli edifici. In particolare la prima tratta il progetto di edifici nuovi, mentre la terza riguarda l'adeguamento sismico degli edifici esistenti. Per quanto riguarda le costruzioni in legno l'Eurocodice 8 tratta il

progetto di edifici nuovi nel capitolo 8 della prima Parte. Il problema dell'adeguamento di edifici o strutture in legno, invece, non è specificatamente contemplato.

Nel capitolo ottavo sugli edifici in legno, il primo punto del testo fornisce alcune definizioni e con queste già evidenzia le modalità progettuali e gli elementi sui quali la norma fa affidamento per rispondere all'azione del sisma.

Infatti, la prima definizione è quella di *duttilità statica*, intesa come rapporto tra deformazione ultima e deformazione al limite elastico, valutata in prove cicliche quasi-statiche, cioè svolte lentamente, con carico a bassa velocità di variazione nel tempo. Ciò corrisponde ai protocolli di prova correntemente utilizzati nei laboratori che svolgono prove sui materiali e strutture.

Tutte le altre definizioni riguardano le giunzioni: innanzitutto la norma definisce le *giunzioni semirigide* come giunzioni che presentano una flessibilità significativa, della quale occorre tenere conto nei calcoli, secondo quanto già suggerisce l'Eurocodice 5; viceversa, sono *giunzioni rigide* quelle di cui questa flessibilità manca o è trascurabile: tra queste vi sono le giunzioni tra elementi di legno incollati. Le *giunzioni a gambo cilindrico* fanno uso di connettori metallici, quali chiodi, viti, spinotti, bulloni *caricati perpendicolarmente al loro asse*. Infine nei *giunti di carpenteria* i carichi vengono trasferiti direttamente da elemento a elemento attraverso pressione diretta e senza contributo statico di connettori metallici.

Il punto successivo indica i due criteri fondamentali di progettazione: specifica infatti che è possibile progettare la struttura o *basandosi solamente sulle sue caratteristiche elastiche* e facendo affidamento solo su una minima capacità di dissipazione che comunque si riconosce presente in tutte le strutture, di qualsiasi materiale da costruzione siano composte, oppure *sviluppando le sue capacità di dissipazione*, che si classificano in due possibili livelli. Nel primo caso il progetto prevede una struttura puramente elastica senza particolari accorgimenti e

requisiti nel progetto di elementi e giunzioni all'infuori di quanto già richiesto per le strutture correnti nell'Eurocodice 5. Anche in questo caso, poiché si riconosce una sia pur bassa capacità di dissipare, il fattore di struttura da applicare per ridurre lo spettro elastico è superiore all'unità e pari a 1,5. Nel secondo caso, è possibile sviluppare il progetto selezionando e producendo una capacità di dissipazione media oppure alta, caratterizzate da opportuni valori del fattore di struttura.

Se ci si avvale della capacità di dissipare energia, *solo le giunzioni possono essere considerate zone dissipative*, mentre gli elementi in legno devono essere ritenuti e devono mantenersi puramente elastici. La filosofia dell'Eurocodice si basa infatti sul concetto di *gerarchia delle resistenze*, secondo il quale si selezionano gli elementi e le zone dove si possono eventualmente sviluppare deformazioni anelastiche, nella prospettiva di evolvere, in condizioni ultime, verso un meccanismo di collasso prescelto e controllato.

Alle zone dissipative occorre garantire la possibilità reale di sviluppo delle deformazioni previste. Per gli stessi valori dell'azione che determinano deformazioni plastiche nelle zone dissipative, a tutti gli altri elementi deve essere garantita la permanenza all'interno del campo elastico.

Nei punti successivi la norma concentra l'attenzione sulle strutture dissipative e fornisce indicazioni sull'utilizzo di materiali e sulle proprietà che le zone dissipative devono possedere. In particolare per le giunzioni:

- solo materiali e connettori meccanici che siano in grado di fornire un comportamento a fatica oligociclica appropriato possono essere usati in tali giunzioni;
- i giunti incollati devono essere considerati non dissipativi;
- i giunti di carpenteria, che derivano dalla tradizione ma sono talora presenti anche nelle costruzioni nuove, possono essere utilizzati solo se in grado di fornire una capacità di dissipazione

adeguata. Questi giunti non devono sviluppare modi di collasso fragili, dovuti per esempio a taglio o a trazione in direzione perpendicolare alla fibra e potranno essere utilizzati solo sulla base di risultati sperimentali appropriati, che ne dimostrino le capacità post-elastiche.

Si noti che la norma non tratta alcuna *tipologia mista* di nuova concezione. Pertanto, *le unioni incollate*, così come vengono nominate dalla normativa italiana, devono essere considerate non dissipative.

Per i pannelli nelle pareti di taglio e nei diaframmi occorre rispettare alcune condizioni sulla massa volumica e sugli spessori, sia a garanzia di una sufficiente rigidità e resistenza, sia per premunirsi nei riguardi di una possibile instabilizzazione del pannello soggetto a compressione e a taglio, che impedirebbe di realizzare la condizione di funzionamento prevista.

Per garantire lo sviluppo di un adeguato comportamento nelle connessioni o, comunque, nelle zone dissipative, la norma richiede di condurre prove cicliche su tali particolari strutturali, secondo una procedura predefinita che prevede escursioni in campo plastico definendo il numero di cicli a inversione completa, pari ad almeno 3, l'estensione della deformazione anelastica espressa in termini di duttilità e la massima riduzione consentita nella resistenza in seguito ai cicli, che ammonta al 20 %. Il rapporto di duttilità statica richiesto è pari a 4 o a 6 rispettivamente per le strutture a media o alta capacità di dissipazione (come definite nella successiva tabella 3.8).

Capacità di dissipazione	Fattore di struttura	Esempio
bassa	1,5	Mensole, archi a due o tre cerniere, strutture reticolari unite con connettori

media	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti.
	2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni
alta	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
	4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni
	5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni

**Tabella 3.8.** Fattori di struttura nell'Eurocodice 8 (Tabella 8.1)

Con queste premesse, la norma indica i valori dei coefficienti di struttura che possono essere adottati quando si intende progettare rispettivamente a media o ad alta duttilità, in funzione delle tipologie strutturali. I valori riportati nella tabella 3.8, sono i massimi che è consentito utilizzare per ogni tipologia strutturale: sarà compito del progettista valutare caso per caso quali possono essere i valori effettivi da utilizzare nei calcoli. Tali valori dovranno comunque essere ridotti del 20 per cento, qualora non sussistano piene condizioni di regolarità nella struttura in elevazione.

Poiché non è sempre agevole ricorrere a prove sperimentali, la norma stessa offre la possibilità di soddisfare i requisiti di duttilità attraverso il solo rispetto di ulteriori specifiche di carattere geometrico che ne garantiscono lo sviluppo.

Nelle giunzioni tra legno e legno o legno e acciaio con spinotti, bulloni e chiodi lo spessore minimo degli elementi connessi deve essere almeno dieci volte il diametro del connettore, che a sua volta non deve superare i 12 mm; nelle pareti di taglio e nei diaframmi, il pannello a base di legno deve avere spessore di almeno 4 volte il diametro del chiodo che, a sua volta, non deve superare i 3,1 mm. Il rispetto di requisiti meno stringenti è possibile, ancora senza obbligo di prove sperimentali, ma comporta una riduzione dei fattori di struttura. In queste specifiche della norma si riconosce l'obiettivo di attribuire all'elemento metallico, mantenuto a limitato diametro, il compito di dissipare energia plasticizzandosi.

Ulteriori indicazioni riguardano l'analisi strutturale ed evidenziano l'importanza e la necessità di una modellazione strutturale accurata: ad esempio, per le giunzioni occorre rappresentare adeguatamente il comportamento forza-scorrimento, per il modulo di elasticità nella direzione di fibratura si deve assumere il valore per carichi istantanei, che è più alto del 10% rispetto a quello a breve termine.

Nella rappresentazione della struttura, secondo un modello comunemente utilizzato nelle analisi sismiche, si possono considerare rigidi assialmente gli orizzontamenti, senza che siano necessarie particolari verifiche sul soddisfacimento di questa ipotesi se sono progettati osservando alcune specifiche condizioni: il rispetto di una serie di regole di dettaglio e l'assenza di aperture tali da influire significativamente sulla rigidezza stessa.

Le regole di dettaglio fornite per i diaframmi orizzontali riguardano prevalentemente:

- limiti alla spaziatura di chiodi e connettori, atti a favorire lo sviluppo di duttilità;
- l'eliminazione di disuniformità che possano innescare situazioni critiche impreviste e modi di collasso fragili. In questo senso agisce la specifica sulla continuità delle travi, sui rafforzamenti nei diaframmi in presenza di aperture e sulla limitazione del

rapporto tra altezza e base nelle sezioni delle travi in assenza di elementi trasversali controventati (ai fini della instabilità flessotorsionale).

Per quanto riguarda le giunzioni, le indicazioni di dettaglio riguardano sia i connettori che gli elementi stessi.

Per i primi, nel caso di bulloni e spinotti si indica la necessità di serraggio e di posizionamento senza gioco nei fori e si limita l'uso di diametri elevati, maggiori di 16 mm, a casi particolari. Inoltre spinotti e chiodi a gambo liscio non possono essere usati se non vengono presi provvedimenti specifici contro il loro sfilamento. L'insieme di queste indicazioni mostra l'obiettivo dello sviluppo e del mantenimento delle capacità dissipative dei cicli di isteresi, limitando il degrado per eccessivo scorrimento e per riduzione di resistenza.

Per quanto riguarda, invece, gli elementi strutturali, si indica la necessità di adottare provvedimenti per evitare fratture parallele alla fibratura originate da trazione ortogonale ad essa.

Per gli elementi compressi e le loro giunzioni, in particolare per i giunti di carpenteria che trasmettono direttamente il carico attraverso la compressione e l'attrito, è importante evitare il collasso della giunzione per sconnessione quando l'azione sismica annulla o comunque riduce la compressione. La norma mette in guardia contro tale eventualità imponendo l'inserimento di dispositivi metallici per garantire il mantenimento della connessione. Queste indicazioni sono importanti anche come guida per il rinforzo delle connessioni tradizionali presenti nelle strutture esistenti, che non sono esplicitamente contemplate in questa norma.

Ancora per i giunti di carpenteria, in presenza di sforzi tangenziali, può verificarsi talvolta una frattura fragile lungo un piano di scorrimento parallelo alla fibratura. Questo fenomeno è tipico delle capriate, nelle giunzioni in cui il puntone è poco angolato rispetto all'elemento orizzontale (catena) in cui si inserisce. Per evitare che si realizzi questa

modalità di collasso fragile, si suggerisce di verificare tale sforzo secondo le indicazioni dell'Eurocodice 5 aumentando di un fattore 1,3 il relativo fattore parziale.

Una migliore conoscenza del comportamento post-elastico, soprattutto per le giunzioni e per i vari aspetti che riguardano le strutture leggere è stata raggiunta come risultato di numerosi programmi di ricerca internazionali e ha permesso una definizione più puntuale delle risorse post-elastiche ottenibili nelle diverse tipologie e nei particolari che le caratterizzano. Ne sono derivate indicazioni, e quindi in ultima analisi fattori di struttura, che individuano, per alcuni tipi di costruzioni in legno, la necessità di ricorrere prevalentemente alla risposta in campo elastico ma riconoscono a molte altre tipologie qualità sismiche tra le più elevate, anche in termini di capacità di risposta anelastica, e ben comparabili a quanto altri materiali da costruzione possono fornire.

## **Capitolo IV: Caso-studio: progetto originale in zona non sismica**

### **4.1 Descrizione edificio in oggetto**

Il progetto in esame è una palazzina ad uso residenziale di tre piani che è stata edificata nel 2007 dalla Holzbau S.p.a. nel comune di Salò (BS) nei pressi di Riva del Garda.

L'edificio realizzato ha una struttura portante a telaio, costituita da travi e pilastri in legno lamellare rispettivamente del tipo BS14 e BS11 (GL28h e GL24h per la nuove UNI EN 1194) con le seguenti proprietà meccaniche:

<b>Num. Mater.</b>	<b>Tipo di mater.</b>	<b>Modulo E [kN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Modulo G [kN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Peso specifico <math>\gamma</math> [kN/cm<sup>3</sup>]</b>	<b>Coeff. Term. <math>\alpha</math>[1/°C]</b>	<b>Fattore secur. <math>\gamma_M</math></b>
1	legno lamellare BS11	1100.00	55.00	3.80	5.00E-06	1.45
2	legno lamellare BS14	1200.00	60.00	4.10	5.00E-06	1.45

Le sezioni utilizzate sono:

<b>Dimensione sezione trasversale</b>	<b>Num. materiale</b>	<b>Elemento</b>
Rettangolo 320/320	1	Pilastro
Rettangolo 140/524	1	Banchina
Rettangolo 320/524	2	Solaio
Rettangolo 140/240	1	Banchina
Rettangolo 160/400	2	Colmo
Rettangolo 160/300	1	Bifalda
Rettangolo 160/800	1	Bifalda

## Capitolo IV

Rettangolo 200/200	1	Pilastrino
Rettangolo 160/550	1	Bifalda
Rettangolo 140/320	1	Diagonale
Rettangolo 140/685	1	Diagonale
Rettangolo 140/483		

I solai sono realizzati da un pannello a tre strati dello spessore complessivo di 75 mm incastrato ai travetti e alle travi mediante chiodi del diametro di 3 mm con un interasse di 10 cm.

Le pareti perimetrali sono costituite da telai interni inglobati tra due pannelli di tamponamento tipo OSB fissati tra loro con chiodi del diametro di 3 mm e disposti in maniera molto fitta. Queste sono vincolate rigidamente sia alle colonne, mediante chiodi di diametro 3 mm con un interasse di 10 cm e mediante viti da legno disposte incrociate, sia alle travi di banchina del solaio inferiore e superiore mediante viti da legno e angolari metallici chiodati. Tutto al fine di assicurare rigidità e duttilità.

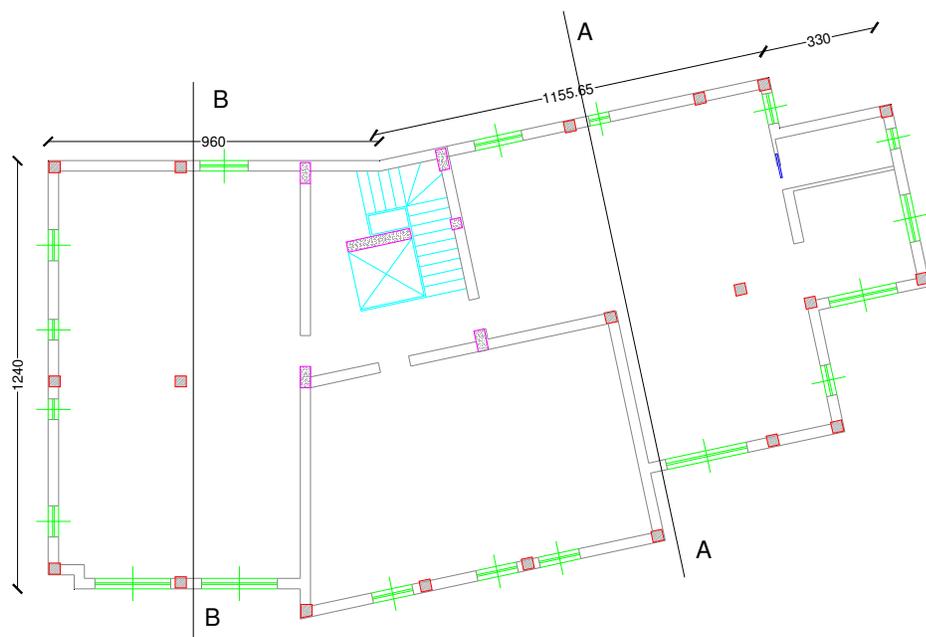
Le pareti divisorie interne sono realizzate con pannelli in gesso fibra e svolgono un importante ruolo di elementi dissipativi nei confronti delle azioni orizzontali pur non essendo progettate a tale scopo.

La struttura in legno poggia su di una platea di fondazione realizzata in conglomerato cementizio armato.

Le piante del piano terra e primo piano presentano le stesse misure e sono strutturate così come rappresentato in Figura 1, dove in rosso sono posti in evidenza i pilastri in legno lamellare di sezione 32x32, mentre in color magenta gli elementi in conglomerato cementizio armato che costituiscono il vano scale-ascensore. In grigio sono rappresentati i muri perimetrali e le divisioni delle unità abitative.

La pianta risulta inscritta in un rettangolo di dimensioni 12,4x26,6 ma non risulta regolare in pianta in quanto non simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali in relazione alla distribuzione di masse e rigidità (tale aspetto verrà accuratamente trattato nel capitolo successivo).

L'edificio risulta anche irregolare in altezza per quanto al 7.2.2 punto e); infatti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) non si estendono per tutta l'altezza della costruzione così come si può vedere dalle sezioni A-A e B-B riportate nelle Figure 4.2 e 4.3.



**Figura 4.1. Pianta piano terra e primo piano**

# Capitolo IV

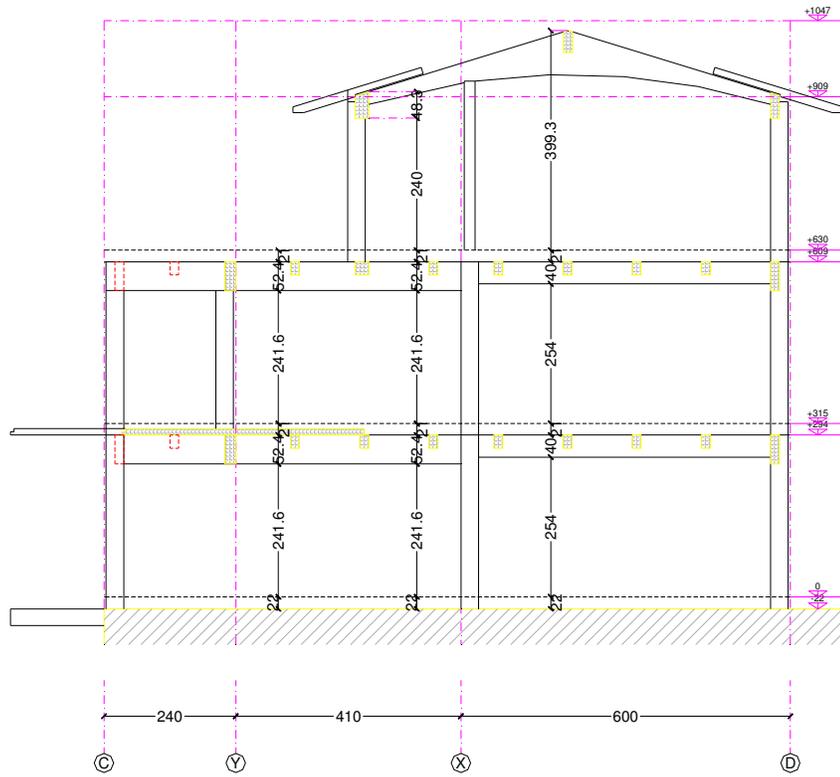


Figura 4.2. Sezione A-A

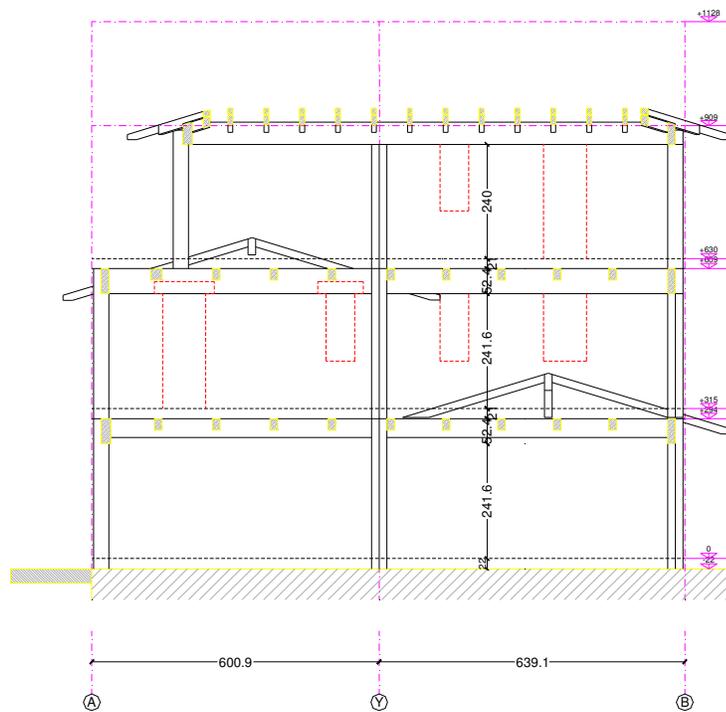


Figura 4.3. Sezione B-B

#### 4.2 Dati di base

La struttura portante a telaio è stata dimensionata ipotizzando i seguenti carichi permanenti per:

##### - copertura

CORRENTINI	0,10kN/ m <sup>2</sup>
PERLINATO	0,12kN/ m <sup>2</sup>
BARRIERA VAPORE	0,01kN/ m <sup>2</sup>
PANNELLI FIBRA DI LEGNO densità 150kg/ m <sup>3</sup> sp. 60 + 60mm	0,18kN/ m <sup>2</sup>
PANNELLO FIBRA DI LEGNO densità 150kg/ m <sup>3</sup> sp. 60 + 60mm	0,05kN/ m <sup>2</sup>
LISTELLI 5.0 x 6.0 cm int. 80 cm	0,02kN/ m <sup>2</sup>
TAVOLATO GREZZO sp. 23 mm	0,14kN/ m <sup>2</sup>
GUAINA SOTTOTEGOLA	0,01kN/ m <sup>2</sup>
LISTELLO E CONTROLISTELLO 5.0 x 3.0	0,05kN/ m <sup>2</sup>
TEGOLE	0,45kN/ m <sup>2</sup>
TOTALE	1,13kN/ m <sup>2</sup>
PENDENZA: $\alpha = 17,0^\circ$	
TOTALE IN PIANTA	1,18kN/ m <sup>2</sup>
<b>TOTALE IN PIANTA ADOTTATO</b>	<b>1,20kN/ m<sup>2</sup></b>

##### - solaio tipo

TRAVETTI SOLAIO 14.0 x 24.0 int. 125 cm	0,14kN/ m <sup>2</sup>
PANNELLO 3S sp. 32 mm	0,20kN/ m <sup>2</sup>

## Capitolo IV

GUAINA	$0,01kN / m^2$
PIETRISCO DI MARMO sp. 10 cm	$1,50kN / m^2$
PANNELLI FIBRA DI LEGNO sp. 20 mm	$0,03kN / m^2$
PANNELLO FIBRA DI LEGNO sp. 30 mm CON IMPIANTO CALDO/FREDDO	$0,05kN / m^2$
PANNELLO GESSOFIBRA sp. 20 mm	$0,20kN / m^2$
PAVIMENTO	$0,50kN / m^2$
PARETI DIVISORIE INTERNE	$0,30kN / m^2$
<hr/>	
TOTALE	$2,93kN / m^2$
<hr/>	
<b>TOTALE IN PIANTA ADOTTATO</b>	<b><math>3,00kN / m^2</math></b>

E i seguenti carichi accidentali:

**- neve**

ZONA I	QUOTA: 100 m.s.l.m.	PENDENZA: $\alpha = 17,0^\circ$
<hr/>		
CARICO NEVE AGENTE IN DIREZ. VERTICALE E RIFERITO ALLA PROIEZIONE ORIZZONTALE DELLA SUPERFICIE SUPERIORE DELLA COPERTURA:		$q_s = \mu_i \cdot q_{sk}$
CARICO NEVE DI RIFERIMENTO AL SUOLO		$q_{sk} = 1,60kN / m^2$
COEFF. DI RIDUZIONE ADOTTATO PER TIPO DI STRUTTURA		$\mu_i = 0,80$
CARICO NEVE SULLA COPERTURA		$q_s = 1,28kN / m^2$
<hr/>		
<b>CARICO NEVE ADOTTATO</b>		<b><math>1,30kN / m^2</math></b>

**- vento**

ZONA 1

---

VELOCITA' DI RIFERIMENTO A 10 M DAL SUOLO:	$v_{ref,0} = 25,00m/s$	
QUOTA DI RIFERIMENTO:	$a_0 = 1000m$	
COEFF. MOLTIPLICATIVO PER LA QUOTA:	$k_a = 0,012$	
VELOCITA' DI RIFERIMENTO MASSIMA:	$v_{ref} = 25,00m/s$	
<b>PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO:</b>	$q_{ref} = v_{ref} / 1,6 = 0,391kN/m^2$	
CLASSI DI RUGOSITA' DEL TERRENO	<b>D</b>	
DISTANZA DAL MARE	<b>0 km</b>	
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DE SITO	<b>I</b>	
COEFFICIENTI PER LA DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE:		
$k_r = 0,17$	$z_o = 0,01$	$z_{min} = 2,00$
ALTEZZA DELLA COSTRUZIONE DAL SUOLO:	$z = 10,00m$	
COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA:	$c_t = 1,00$	

**COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE PER UNA ALTEZZA**

DAL SUOLO PARI A Z :  $c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_o) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_o)] = 2,776$

DAL SUOLO PARI A  $z_{min}$  :  $c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z_{min}/z_o) \cdot [7 + c_t \ln(z_{min}/z_o)] = 1$

**PRESSIONE DEL VENTO PER UNA ALTEZZA**

DAL SUOLO PARI A  $z_{MIN}$  :  $p(z_{min}) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,736 \cdot c_p \cdot c_d$

DAL SUOLO PARI A Z :  $p(z) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 1,085 \cdot c_p \cdot c_d$

$c_d$  = COEFFICIENTE DINAMICO

$c_p$  = COEFFICIENTE DI FORMA (DA VALUTARE IN CONFORMITA' ALLA FORMA DELL'EDIFICIO)

**- persone**

AMBIENTI NON SUSCETTIBILI DI AFFOLLAMENTO  $2,00kN/m^2$

TOTALE	2,00kN/ m <sup>2</sup>
<b>TOTALE ADOTTATO IN PIANTA</b>	<b>2,00kN/ m<sup>2</sup></b>

**- carico sismico**

Secondo l'Ordinanza del Consiglio dei Ministri 3274, 20 Marzo 2003 e D. M. LL. PP. Del 16 gennaio 1996.

COMUNE DI:	Salò (BS)
GRADO DI SISMICITA': <b>ZONA SISMICA</b>	ZONA = 2 S = 9
COEFFICIENTE DI INTENSITA' SISMICA	$C = (S - 2) / 100 = 0,070$
COEFFICIENTE DI PROTEZIONE SISMICA	I = 1,00
COEFFICIENTE DI FONDAZIONE	$\varepsilon = 1,00$
COEFFICIENTE DI RISPOSTA	R = 1,00
COEFFICIENTE DI DISTRIBUZIONE	$\gamma_i$
COEFFICIENTE DI STRUTTURA	$\beta = 1,20$

I dati riportati fino ad ora, sono quelli utilizzati nei calcoli dalla Holzbau S.p.a.

La palazzina essendo stata costruita nel 2007, la normativa a cui si è fatto riferimento per il calcolo del legno lamellare è la DIN 1052; mentre per le ipotesi per i carichi e sovraccarichi e per quanto riguarda il calcolo sismico si è fatto riferimento a quanto prescritto dalla Normativa Italiana D.M. 16 gennaio 1996 e Ordinanza del Pres. Cons. Min. n. 3274 del 20 marzo 2003.

## Capitolo V: Caso-studio: progetto in zona sismica

### 5.1 Obiettivi

Nell'ambito di questo elaborato ci si prefiggono due obiettivi:

1. effettuare un confronto, a parità di sollecitazioni agenti, di due differenti soluzioni strutturali di una palazzina ad uso residenziale di tre piani con struttura base in legno localizzata a Gemona del Friuli (UD), nel rispetto dei requisiti prescritti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008);
2. studiare in maniera dettagliata i particolari costruttivi fondamentali di collegamento di una delle due soluzioni, ponendo particolare attenzione alle modalità di trasmissione delle forze orizzontali verso il nucleo in calcestruzzo armato.

### 5.2 Semplificazione dell'architettonico originale e nuova localizzazione geografica

Allo scopo di conseguire gli obiettivi prefissati si è deciso di apportare delle semplificazioni alla pianta del progetto originale. Di seguito si riporta la nuova pianta del piano tipo che conserva l'ingombro complessivo di quella data in consegna dalla Holzbau S.p.a. di  $12,4 \times 26,6$  m.

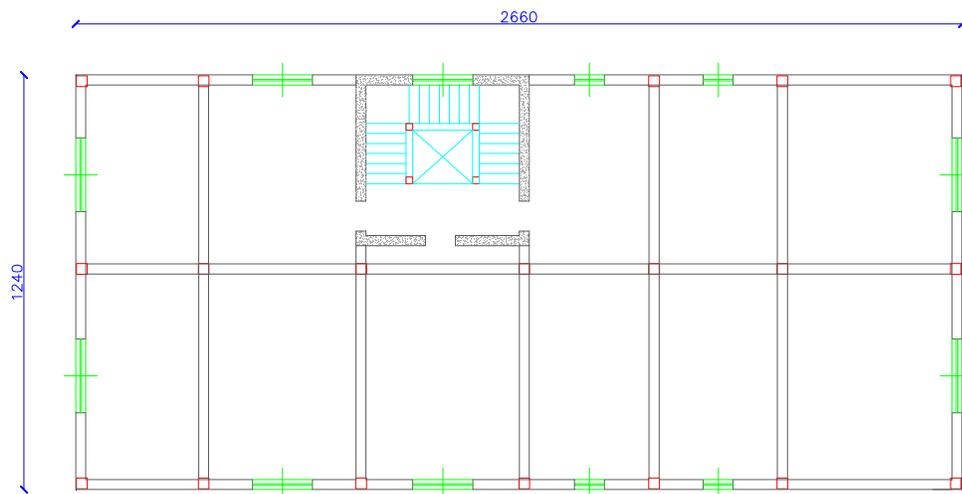


Figura 5.1. Pianta piano tipo caso-studio in zona sismica

Tale semplificazione è stata effettuata al solo scopo di snellire i calcoli mantenendo l'attenzione sulle problematiche dovute ad una zona ad alta pericolosità sismica. Infatti si è scelto di localizzare l'edificio nel comune di Gemona del Friuli in provincia di Udine. Per il quale, dal sito <http://www.acca.it/edilus-ms/> si sono ricavati i:

**Parametri di pericolosità Sismica**

"Stato Limite"	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
Operatività	30	0.068	2.511	0.240
Danno	50	0.092	2.452	0.260
Salvaguardia Vita	475	0.259	2.410	0.330
Prevenzione Collasso	975	0.350	2.402	0.350

Per le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008, con le quali si è deciso di riverificare la struttura, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

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

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

Qui di seguito si riporta il calcolo del nuovo carico neve per la diversa localizzazione secondo la normativa in vigore:

ZONA I

QUOTA: 268 m.s.l.m.

PENDENZA:  $\alpha = 17,0^\circ$

CARICO NEVE AGENTE IN DIREZ. VERTICALE E

RIFERITO ALLA PROIEZIONE ORIZZONTALE DELLA  
SUPERFICIE SUPERIORE DELLA COPERTURA:

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

CARICO NEVE DI RIFERIMENTO AL SUOLO	$q_{sk} = 1,39[1 + (a_s / 728)^2]$ $q_{sk} = 1,58kN / m^2$
COEFF. DI RIDUZIONE ADOTTATO PER TIPO DI STRUTTURA	$\mu_i = 0,80$
COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE PER NORMALE TOPOGRAFIA	$C_E = 1$
COEFFICIENTE TERMICO	$C_t = 1$
CARICO NEVE SULLA COPERTURA	$q_s = 1,264kN / m^2$
<b>CARICO NEVE ADOTTATO</b>	<b><math>1,30kN / m^2</math></b>

Mentre il calcolo della pressione del vento rimane invariato.

### 5.3 Le possibili soluzioni strutturali

Si è pensato di studiare due differenti tipologie strutturali resistenti alle azioni orizzontali mantenendo però invariata la originale struttura resistente ai carichi verticali a telaio realizzata in legno lamellare.

Pertanto ai capitoli VII ed VIII si sono studiate rispettivamente:

- a) struttura realizzata con travi e pilastri in legno lamellare assemblati tra loro mediante collegamenti in acciaio in cui la funzione di controventamento è affidata, oltre che ai solai e alle pareti perimetrali, all'elemento vano scale-ascensore che è realizzato in conglomerato cementizio armato;
- b) struttura realizzata con travi e pilastri in legno lamellare assemblati tra loro mediante collegamenti in acciaio in cui la funzione di controventamento è affidata, oltre che ai solai e alle pareti perimetrali, all'inserimento di croci di sant'Andrea in legno lamellare.

Della soluzione originale si sono effettuate le verifiche per l'analisi statica sulla base delle azioni agenti sulla costruzione secondo quanto prescritto nel D.M. 14/01/2008.

Per la seconda soluzione invece sono stati dimensionati gli elementi diagonali di controventamento sulla base dei carichi orizzontali agenti.

Mentre per quanto riguarda l'analisi sismica, avendo le due soluzioni uno schema statico diverso l'uno dall'altro, in base all'elemento o schema resistente alle azioni orizzontali principale, si è valutato attentamente :

- se la struttura presenta comportamento strutturale dissipativo o non dissipativo;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, se la duttilità è di classe alta (CD A) o bassa (CD B);
- la scelta del fattore di struttura;
- criteri di verifica in termini di resistenza, duttilità e capacità di deformazione.

Il metodo di analisi utilizzato in entrambi i casi è quello dell'Analisi Lineare Statica con calcoli eseguiti a mano.

## **Capitolo VI: Edificio residenziale multipiano in legno con nucleo in calcestruzzo armato**

### **6.1 Analisi dei carichi**

Ipotesi di base:

- a) destinazione d'uso: civile abitazione;
- b) località: Gemona del Friuli (UD)

Analisi dei carichi:

#### **- peso proprio**

TRAVETTI SOLAIO 14.0 x 24.0 int. 125 cm	0,14kN / m <sup>2</sup>
PANNELLO 3S sp. 32 mm	0,20kN / m <sup>2</sup>
GUAINA	0,01kN / m <sup>2</sup>
PIETRISCO DI MARMO sp. 10 cm	1,50kN / m <sup>2</sup>
PANNELLI FIBRA DI LEGNO sp. 20 mm	0,03kN / m <sup>2</sup>
PANNELLO FIBRA DI LEGNO sp. 30 mm CON IMPIANTO CALDO/FREDDO	0,05kN / m <sup>2</sup>
PANNELLO GESSOFIBRA sp. 20 mm	0,20kN / m <sup>2</sup>
PAVIMENTO	0,50kN / m <sup>2</sup>
PARETI DIVISORIE INTERNE	0,30kN / m <sup>2</sup>
<hr/>	
TOTALE	2,93kN / m <sup>2</sup>
<hr/>	
<b>TOTALE IN PIANTA ADOTTATO</b>	<b>3,00kN / m<sup>2</sup></b>

#### **- vento**

ZONA 1

VELOCITA' DI RIFERIMENTO A 10 M DAL SUOLO:	$v_{ref,0} = 25,00m / s$
QUOTA DI RIFERIMENTO:	$a_0 = 1000m$
COEFF. MOLTIPLICATIVO PER LA QUOTA:	$k_a = 0,012$

## Capitolo VI

VELOCITA' DI RIFERIMENTO MASSIMA:  $v_{ref} = 25,00m/s$

**PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO:**  $q_{ref} = v_{ref} / 1,6 = 0,391kN/m^2$

CLASSI DI RUGOSITA' DEL TERRENO **D**

DISTANZA DAL MARE **70 km**

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DE SITO **I**

COEFFICIENTI PER LA DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE:

$k_r = 0,17$                        $z_o = 0,01$                        $z_{min} = 2,00$

ALTEZZA DELLA COSTRUZIONE DAL SUOLO:  $z = 10,00m$

COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA:  $c_t = 1,00$

**COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE PER UNA ALTEZZA**

DAL SUOLO PARI A  $z$ :  $c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_o) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_o)] = 2,776$

DAL SUOLO PARI A  $z_{min}$ :  $c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z_{min}/z_o) \cdot [7 + c_t \ln(z_{min}/z_o)] =$

**PRESSIONE DEL VENTO PER UNA ALTEZZA**

DAL SUOLO PARI A  $z_{MIN}$ :  $p(z_{min}) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,736 \cdot c_p \cdot c_d$

DAL SUOLO PARI A  $z$ :  $p(z) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 1,085 \cdot c_p \cdot c_d$

$c_d$  = COEFFICIENTE DINAMICO

$c_p$  = COEFFICIENTE DI FORMA (DA VALUTARE IN CONFORMITA' ALLA FORMA DELL'EDIFICIO)

**- neve**

ZONA I                      QUOTA: 268 m.s.l.m.                      PENDENZA:  $\alpha = 17,0^\circ$

CARICO NEVE AGENTE IN DIREZ. VERTICALE E

RIFERITO ALLA PROIEZIONE ORIZZONTALE DELLA SUPERFICIE SUPERIORE DELLA COPERTURA:  $q_s = \mu_j \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

CARICO NEVE DI RIFERIMENTO AL SUOLO

$$q_{sk} = 1,39[1 + (a_s / 728)^2]$$

$$q_{sk} = 1,58kN/m^2$$

COEFF. DI RIDUZIONE ADOTTATO PER TIPO DI STRUTTURA

$$\mu_j = 0,80$$

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE PER NORMALE TOPOGRAFIA	$C_E = 1$
COEFFICIENTE TERMICO	$C_t = 1$
CARICO NEVE SULLA COPERTURA	$q_s = 1,264 \text{ kN} / \text{m}^2$
CARICO NEVE ADOTTATO	$1,30 \text{ kN} / \text{m}^2$

## 6.2 Analisi statica

Come anticipato al capitolo precedente, si è deciso di riverificare alcuni elementi strutturali secondo il più recente D.M. 14/01/2008 in quanto il progetto risale a prima della sua entrata in vigore.

### 6.2.1 Trave di copertura

Elemento 158 – sezione rettangolare 160x850

I carichi agenti sono:

- 1) neve:  $q_s = 7,8 \text{ kN} / \text{m}$ ;
- 2) vento:  $q_v^- = -2,6 \text{ kN} / \text{m}$  (per elementi sottovento e sulla copertura);
- 3) peso proprio:  $g = 7,2 \text{ kN} / \text{m}$

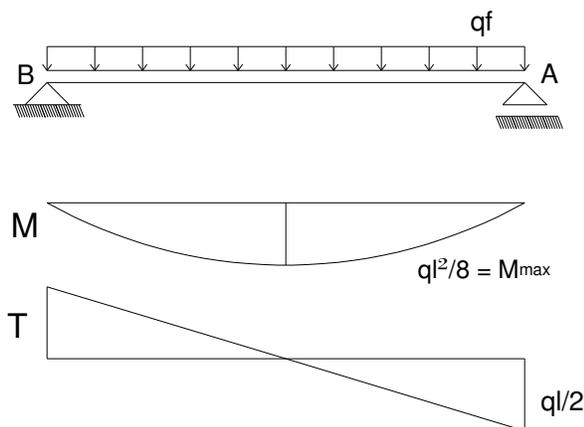


Figura 6.1. Schema statico trave di copertura

#### 6.2.1.1 Combinazione dei carichi

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Il carico neve è l'azione base da considerare.

Si hanno due combinazioni:

- durata istantanea (con vento):

$$q_{d1} = \gamma_g g + \gamma_q [q_s + \psi_0 q_v]$$

$$= 1,3 \cdot 7,2 + 1,5 [7,8 + 0,6 \cdot 5,2] = 25,74 \rightarrow 26 \frac{kN}{m}$$

- durata breve (senza vento):

$$q_{d1} = \gamma_g g + \gamma_q q_s$$

$$= 1,3 \cdot 7,2 + 1,5 \cdot 7,8 = 21,06 \rightarrow 21,1 \frac{kN}{m}$$

### 6.2.1.1 Sforzi interni

	$M_{mezz} [kNm]$	$T_A = T_B [kN]$
$q_{d1}$	175	95,42
$q_{d2}$	142	77,44

### 6.2.1.2 Valori di calcolo della resistenza

L'effetto della durata del carico e quello dell'umidità del legno sono riassunti in un unico coefficiente di correzione, denominato  $k_{mod}$ , con cui si determinano i valori di calcolo della resistenza del materiale.

$$x_d = \frac{k_{mod} x_k}{\gamma_M}$$

dove:

$k_{mod}$  = coefficiente di correzione

$x_k$  = valore caratteristico di una proprietà del materiale

$x_d$  = valore di calcolo della stessa proprietà del materiale

$\gamma_M$  = coefficiente di sicurezza parziale per le proprietà del materiale

Secondo le NTC in vigore per il legno lamellare incollato il coefficiente parziale di sicurezza vale:  $\gamma_M = 1,45$ .

Mentre i valori caratteristici del materiale utilizzato per le UNI EN 1194 è:

- Legno lamellare incollato appartenente alla classe GL24h

$$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2 \text{ (res. a fless.)} \quad f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \text{ (res. taglio)}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \text{ (compress)} \quad E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2 \text{ (parall.medio)}$$

$$E_{0,05} = 9400 \text{ N/mm}^2 \text{ (parall. caratt)} \quad G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2 \text{ (val. medio)}$$

Il valore del  $k_{mod}$  dipende tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità degli elementi.

Poiché la combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico, si dovrà scegliere un valore di  $k_{mod}$  che corrisponde alla azione di minor durata.

Per tale materiale e nella classe di servizio 2 (esterno, coperto e non sottoposto all'azione diretta delle intemperie), dalla tabella § 4.4.IV delle NTC, si ha:

$$k_{mod} = 1,00 \text{ (combinazione 1)}$$

$$k_{mod} = 0,90 \text{ (combinazione 2)}$$

Si trova quindi la combinazione determinante tra le due. Le verifiche allo stato limite ultimo assumono la forma:

$$F_d \leq X_d$$

Dal momento che:

$$\frac{k_{mod,1}}{k_{mod,2}} = \frac{1,00}{0,90} = 1,11 \quad \text{e} \quad \frac{F_{d1}}{F_{d2}} = \frac{q_{d1}}{q_{d2}} = \frac{26}{21,1} = 1,23$$

si deduce che la riduzione dei valori delle resistenze è minore della riduzione dei valori dei carichi.

Quindi si può affermare che per le verifiche agli SLU, la combinazione di carico 1 ( $k_{mod} = 1,00$ ) è determinante.

### 6.2.1.3 Verifica agli stati limite ultimi

- **Flessione**

$$\text{sezione di mezzeria} \rightarrow M_{max} = 175 \text{ kNm} = 175 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Nel caso usuale di trave sottoposta a flessione semplice, la verifica avviene nel modo seguente:

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

tale verifica presuppone l'assenza di fenomeni di instabilità dovuti allo svergolamento della trave; questo perchè lo spostamento laterale della parte compressa della trave è completamente impedito su tutta la lunghezza della trave, tramite copertura in questo caso (o pannellatura del solaio nel caso di trave tipo) fissata su tutta la lunghezza della trave. Questo sistema di fissaggio mi permette di non considerare il coefficiente di sbandamento laterale  $k_{crit}$ .

Quindi:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$\text{dove: } W = \frac{160 \cdot 850^2}{6} = 19,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{175 \cdot 10^6}{19,3 \cdot 10^6} = 9,07 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{1 \cdot 24}{1,45} = 16,55 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$\Rightarrow 9,07 < 16,55 \Rightarrow$  **la resistenza a flessione è verificata**

- **Taglio**

$$\text{Sezioni A e B} \rightarrow T_{\max} = 95,4 \text{ kN} = 95,4 \cdot 10^3 \text{ N}$$

La verifica a taglio avviene nella sezione della trave con la sollecitazione tagliante maggiore, secondo la seguente disuguaglianza:

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

dove nel caso di sezione rettangolare con altezza h e larghezza

$$\text{paria a b: } \tau_d = \frac{1,5 \cdot V_d}{b \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 95,4 \cdot 10^3}{160 \cdot 850} = 1,05 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{1 \cdot 2,7}{1,45} = 1,86 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$\Rightarrow 1,05 < 1,86 \Rightarrow$  **la resistenza a taglio è verificata**

- **Taglio sezione B** (resistenza nella sezione d'intaglio)

Nelle sezioni d'intaglio si crea uno stato tensionale che può essere molto sfavorevole a causa del rischio di fessurazione che può portare, a sua volta, al collasso dell'intero elemento. A causa dell'intaglio, la resistenza al taglio della sezione terminale della trave deve essere ridotta. La verifica può essere eseguita secondo le seguenti indicazioni:

$$\tau_d \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

$$\text{dove: } k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{k_n \left[ 1 + \frac{1,1 \cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right]}{\sqrt{h} \cdot \left[ \sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right]} \end{array} \right.$$

$i$  = inclinazione dell'intaglio

$h$  = altezza della trave in mm

$x$  = distanza fra l'asse della forza e l'angolo dell'intaglio in mm

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h}, \text{ con } 0,5 \leq \alpha < 1,0$$

$k_n = 6,5$  per il legno lamellare incollato

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{6,5}{29,15 \cdot [0,184 + 0,027]} = \frac{6,5}{6,165} = 1,054 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow k_v = 1$$

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 95,4 \cdot 10^3}{160 \cdot 820} = 1,09 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Rightarrow 1,09 < 1 \cdot 1,86 \Rightarrow \text{la resistenza al taglio è verificata}$$

- **Compressione perpendicolare alla fibratura**

La verifica assume la forma:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} \cdot 1,5$$

dove:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{90}}$$

$F_{c,90,d}$  = valore della forza di compressione da introdurre perpendicolarmente alla fibratura;

$A_{90}$  = superficie di trasmissione della forza o superficie d'appoggio

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{90}} = \frac{95,4 \cdot 10^3}{160 \cdot 240} = 2,48 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} = \frac{1 \cdot 2,7}{1,45} = 1,86 \frac{N}{mm^2}$$

$\Rightarrow 2,48 < 1,5 \cdot 1,86 = 2,79 \Rightarrow$  **la verifica è soddisfatta con una superficie di appoggio pari a 160x240**

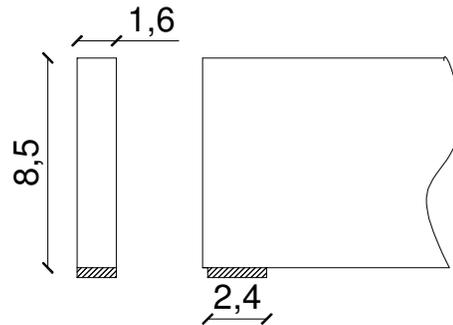


Figura 6.2. Superficie d'appoggio

#### 6.2.1.4 Verifiche agli stati limite d'esercizio

- **Verifica di deformabilità**

Si verifica che le deformazioni dell'elemento considerato non superino dei limiti prestabiliti. Occorre tener conto, trattando di stati limite di esercizio, dei carichi e delle sollecitazioni "effettive" agenti sulla struttura senza applicare alcun coefficiente di sicurezza considerando però, la loro condizione più sfavorevole.

Nel caso di una trave in flessa la deformazione può essere suddivisa nelle seguenti componenti:

- deformazione iniziale istantanea  $w_{ist}$  al momento dell'applicazione del carico;

- deformazione totale finale  $w_{fin}$  corrispondente al valore massimo della deformazione effettiva tenendo conto degli effetti viscosi;
- deformazione totale  $w_{net,fin}$  rispetto alla posizione di riferimento teorica;
- eventuale controfreccia  $w_c$ .

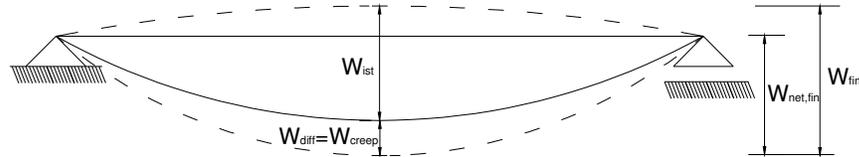


Figura 6.3. Componenti della deformazione di trave inflessa

$$E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{momento d'inerzia: } I_y = \frac{1}{12} 160 \cdot 850^3 = 8,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

- deformazione trave per effetto di  $g = 7,2 \text{ kN/m}$

$$w_{ist,g} = \frac{5}{384} \frac{gl^4}{E_{0,mean} I_y} = \frac{5}{384} \frac{7,2 \cdot 7340^2}{11600 \cdot 8,2 \cdot 10^9} = 2,86 \text{ mm}$$

- deformazione istantanea per effetto del vento:  $q_v = 5,2 \text{ kN/m}$

$$w_{ist,q_v} = \frac{5}{384} \frac{q_v l^4}{E_{0,mean} I_y} = \frac{5}{384} \frac{5,2 \cdot 7340^2}{11600 \cdot 8,2 \cdot 10^9} = 2,07 \text{ mm}$$

• **combinazione di carichi frequenti**

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

$$\psi_{11} = 0,2 \text{ per il vento}$$

- deformazione istantanea complessiva:

$$w_{ist} = w_{ist,g} + \psi_{11} w_{ist,q_v} = 2,86 + 2,07 \cdot 0,2 = 3,27 \text{ mm}$$

$$w_{ist,R_d} = \frac{l}{300} = \frac{7340}{300} = 24,5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow w_{ist} < w_{ist,R_d} \Rightarrow \text{verificato}$$

• **deformazione a lungo termine**

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$ , per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

$$E_{0,mean,lungo\ term} = E_{0,mean} \cdot \frac{1}{1+k_{def}}$$

Il coefficiente di deformazione  $k_{def}$  tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. Nelle NTC 2008 nella § Tabella 4.4.V sono riportati i valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno.

Per legno lamellare incollato per la classe di servizio 2 si ha:

$$k_{def} = 0,8$$

$$\Rightarrow E_{0,m.l.t.} = 11600 \cdot \frac{1}{1+0,8} = 6444,4 \text{ N/mm}^2$$

- deformazione trave per effetto di g a lungo termine:

$$w_{dif,g} = \frac{5}{384} \frac{gl^4}{E_{0,m.l.t.} I_y} = \frac{5}{384} \frac{7,2 \cdot 7340^4}{6444,4 \cdot 8,2 \cdot 10^9} = 5,15 \text{ mm}$$

- deformazione per effetto della neve a lungo termine

$$w_{dif,q_s} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_{0,m.l.t.} I_y} = 5,58 \text{ mm}$$

• **combinazioni frequenti**

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

$$\psi_{11} = 0,2 \text{ per la neve}$$

- deformazione lungo termine totale

$$w_{dif} = w_{dif,g} + \psi_{11} w_{dif,q_s} = 5,15 + 0,2 \cdot 5,58 = 6,27 \text{ mm}$$

$$w_{net,fin} = \frac{l}{250} = \frac{7340}{250} = 29,36$$

$$\Rightarrow w_{dif} < w_{net,fin} \Rightarrow \text{verificato}$$

### 6.2.2 Trave tipo – solaio primo piano

Elemento 2028 – sezione rettangolare  $2 \cdot 160 \times 524$ ,  $L = 6,132 \text{ m}$

I carichi agenti sono:

$$1) \text{ permanenti: } \begin{cases} \text{permanente strutturale } p_1 = 2,3 \text{ kN/m}^2 \\ \text{permanente non strutturale } p_2 = 0,7 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$2) \text{ accidentali: CAT. A } p_a = 2 \text{ kN/m}^2$$

L'interasse tra le travi è:  $i = 3,85 \text{ m}$

Si calcolano quindi i carichi lineari:

$$q_{p_1} = 8,85 \text{ kN/m}; q_{p_2} = 2,7 \text{ kN/m}$$

$$q_a = 7,7 \text{ kN/m}$$

Si calcolano gli sforzi interni per un carico fittizio:  $q_f = 1 \text{ kN/m}$

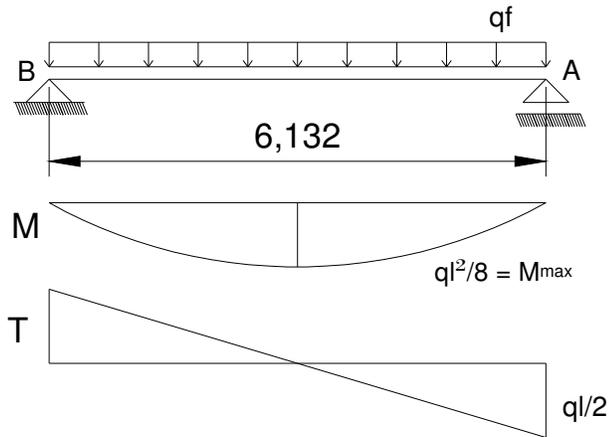


Figura 6.4. Andamento delle sollecitazioni sulla trave tipo

#### 6.2.2.1 Combinazione dei carichi

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot q_{p_1} + \gamma_{G2} \cdot q_{p_2} + \gamma_{Q1} \cdot q_a = 1,3 \cdot 8,85 + 1,5 \cdot 2,7 + 1,5 \cdot 7,7 = 27,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 127,4 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 84 \text{ kN}$$

### 6.2.2.2 Calcolo della resistenza

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

Per un legno lamellare Gl28h secondo le UNI EN 1194:

$$f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2 \text{ (res. a fless.)}$$

$$f_{v,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2 \text{ (res. taglio)}$$

$$f_{c,90,k} = 3 \text{ N/mm}^2 \text{ (compress)}$$

$$E_{0,mean} = 12\,600 \text{ N/mm}^2 \text{ (parall.medio)}$$

$$E_{0,05} = 10\,200 \text{ N/mm}^2 \text{ (parall.caratt)}$$

$$G_{mean} = 780 \text{ N/mm}^2 \text{ (val. medio)}$$

Si definisce poi il peso specifico:

$$\gamma = 5 \text{ kN/m}^3$$

ed il coefficiente di sicurezza prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni:  $\gamma_M = 1,45$ .

Per tale materiale per la classe di servizio 1 (caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno) si hanno:

$k_{mod} = 0,60$  (classe di durata permanente – solo carichi permanenti – combinazione 1)

$k_{mod} = 0,80$  (classe di media durata – carichi permanenti ed accidentali – combinazione 2)

Si è verificato che la combinazione di carico 2, che considera l'effetto simultaneo di più azioni, risulta meno severa della combinazione 1 che considera solamente il carico permanente, penalizzata da un valore minore di  $k_{mod}$  assunto a causa della maggiore durata del carico.

Di seguito, quindi, si riportano i calcoli per le verifiche agli SLU con  $k_{mod} = 0,6$ .

### 6.2.2.3 Verifiche agli stati limite ultimi

- **flessione**

$$\sigma_{m,d} \leq k_{cr} \cdot f_{m,d}$$

anche in questo caso, grazie alla pennellatura del solaio è consentito trascurare il coefficiente di sbandamento laterale  $k_{crit}$ .

Quindi:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{max}}{W}$$

$$\text{dove: } W = \frac{320 \cdot 524^2}{6} = 14,64 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{127,4 \cdot 10^6}{14,64 \cdot 10^6} = 8,70 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 28}{1,45} = 11,6 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,cr} &= \frac{\pi}{l_{eff}} \cdot \frac{b^2}{h} \cdot E_{0,05} \cdot \sqrt{\frac{G_{mean}}{E_{mean}}} = \frac{\pi}{549} \cdot \frac{320^2}{524} \cdot 10200 \cdot \sqrt{\frac{780}{12600}} = \\ &= 2538 \cdot 1,12 = 3045,6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,cr}}} = \sqrt{\frac{28}{3045,6}} = 0,10 < 0,75$$

$$\Rightarrow k_{cr} = 1$$

$$\Rightarrow \sigma_{m,d} < 1 \cdot 11,6 = 11,6 \frac{N}{\text{mm}^2};$$

$\Rightarrow 8,70 < 11,6 \Rightarrow$  **la resistenza a flessione è verificata**

- **taglio**

$$T_{max} = 84 \text{ kN}$$

Deve essere verificata:

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

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_d}{b \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 84 \cdot 10^3}{320 \cdot 524} = 0,75 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 3,2}{1,45} = 1,32 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$\Rightarrow 0,72 < 1,32 \Rightarrow$  **la resistenza a taglio è verificata**

• **Taglio in sezione ridotta**

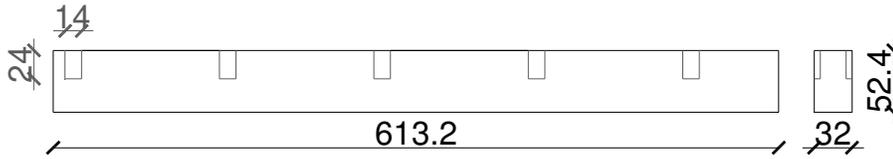


Figura 6.5. Posizionamento dei travetti sulla trave

Ipotesizzo che la localizzazione dei travetti riduca la sezione principale di 2x15 mm:

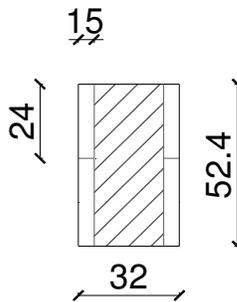


Figura 6.6. Sezione della trave ridotta dai travetti

$$\tau_d \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

dove:

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h} = \frac{524}{524} = 1$$

$k_n = 6,5$  per il legno lamellare incollato

$$x = \frac{320}{2} - 30 = 130$$

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ 6,5 \left[ 1 + \frac{1,1 \cdot 0^{1,5}}{\sqrt{524}} \right] \\ \frac{\sqrt{524} \cdot \left[ \sqrt{1(1-1)} + 0,8 \frac{130}{524} \sqrt{\frac{1}{1}-1^2} \right]}{\sqrt{524}} \end{array} \right. \rightarrow \infty$$

$$\Rightarrow k_v = 1$$

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 84 \cdot 10^3}{290 \cdot 524} = 0,83 \frac{N}{mm^2}$$

$\Rightarrow 0,83 < 1 \cdot 1,32 \Rightarrow$  **la resistenza al taglio nella sezione d'intaglio è verificata.**

- **Compressione perpendicolare alla fibratura**

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} \cdot 1,5$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{90}} = \frac{84 \cdot 10^3}{300 \cdot 300} = 0,93 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 3}{1,45} = 1,24 \frac{N}{mm^2}$$

$\Rightarrow 0,93 < 1,5 \cdot 1,24 = 1,86 \Rightarrow$  **la verifica è soddisfatta con una superficie di appoggio pari a 300x300**

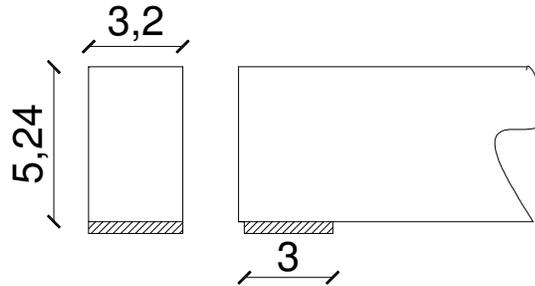


Figura 6.7. Superficie d'appoggio

### 6.2.2.1 Verifiche agli stati limite d'esercizio

- **Verifica di deformabilità**

$$E_{0,mean} = 12\,600 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{momento d'inerzia: } I_y = \frac{1}{12} 320 \cdot 524^3 = 3,84 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

- deformazione trave per effetto di  $q_1 + q_2 = 11,55 \text{ kN/m} = q_p$

$$w_{ist,g} = \frac{5}{384} \frac{q_p l^4}{E_{0,mean} I_y} = \frac{5}{384} \frac{11,55 \cdot 6132^2}{12\,600 \cdot 3,84 \cdot 10^9} = 4,4 \text{ mm}$$

- deformazione istantanea per i carichi accidentali:  $q_a = 7,7 \text{ kN/m}$

$$w_{ist,q_v} = \frac{5}{384} \frac{q_a l^4}{E_{0,mean} I_y} = \frac{5}{384} \frac{7,7 \cdot 6132^2}{12\,600 \cdot 3,84 \cdot 10^9} = 2,93 \text{ mm}$$

• **combinazione quasi permanente – effetti a lungo termine**

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

$\psi_{21} = 0,3$  per CAT. A (ambienti ad uso residenziale)

- deformazione istantanea complessiva:

$$w_{ist} = w_{ist,q_p} + \psi_{21} w_{ist,q_a} = 4,4 + 0,3 \cdot 2,93 = 5,28 \text{ mm}$$

$$w_{ist,R_d} = \frac{l}{250} = \frac{6132}{250} = 24,5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow w_{ist} < w_{ist,R_d} \Rightarrow \text{verificato}$$

• **deformazione a lungo termine**

$$E_{0,mean,lungo\ term} = E_{0,mean} \cdot \frac{1}{1 + k_{def}}$$

Dalla § Tabella 4.4.V delle NTC 14.01.2008 per legno lamellare incollato e per la classe di servizio 1 si ha:

$$k_{def} = 0,6$$

$$\Rightarrow E_{0,m,l.t.} = 12600 \cdot \frac{1}{1 + 0,6} = 7875 \text{ N/mm}^2$$

- deformazione trave per effetto di  $q_1 + q_2 = 11,55 \text{ N/mm}$  a lungo termine:

$$w_{dif,g} = \frac{5}{384} \frac{q_p l^4}{E_{0,m,l.t.} I_y} = \frac{5}{384} \frac{11,55 \cdot 6132^4}{7875 \cdot 3,84 \cdot 10^9} = 7,01 \text{ mm}$$

- deformazione per effetto di  $q_a = 7,7 \text{ N/mm}$

$$w_{dif,q_s} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_{0,m,l.t.} I_y} = \frac{5}{384} \frac{7,7 \cdot 6132^4}{7875 \cdot 3,84 \cdot 10^9} = 4,7 \text{ mm}$$

• **deformazione a lungo termine complessiva**

$$w_{dif} = w_{dif,q_p} + \psi_{21} w_{dif,q_a} = 7,01 + 0,3 \cdot 4,7 = 8,42 \text{ mm}$$

$$w_{net,fin} = \frac{l}{250} = \frac{6132}{250} = 24,53 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow w_{dif} < w_{net,fin} \Rightarrow \text{verificato}$$

### 6.2.3 Pilastrata

Caratteristiche generali:

posizione: 2009 (nodi 16 – 17)

sezione: 320x320

materiale: Gl24h

altezza:  $H = 6255 \text{ mm}$

peso totale =  $158,9 + 159 = 317,9 \text{ kg}$

l'area d'influenza è stata calcolata in maniera semplificativa così come segue:

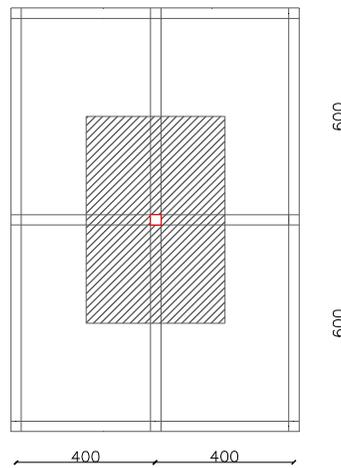


Figura 6.8. Area d'influenza

$$A = 6 \times 4 = 24 \text{ m}^2$$

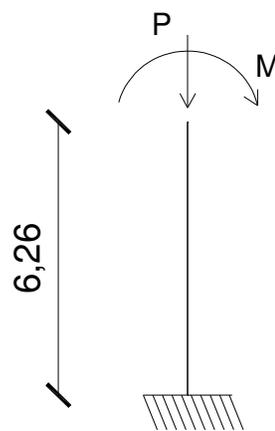


Figura 6.9. Schema statico pilastro

### 6.2.3.1 Analisi dei carichi

Carico per ogni piano:

$$q = q' + p \cdot p_{pil} + p \cdot p_{travi}$$

$$p \cdot p_{pil} = A \cdot H \cdot \rho_{g,k}$$

Per le UNI EN 1194 la massa volumica:

$$\text{per il legno lamellare GI24h è } \rho_{g,k} = 380 \text{ kg/m}^3 = 3,8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{per il legno lamellare GI28h è } \rho_{g,k} = 410 \text{ kg/m}^3 = 4,1 \text{ kN/m}^3$$

$$p \cdot p_{pil} = (320 \cdot 320) \cdot 6255 \cdot 3,8 \cdot 10^{-9} = 2,43 \text{ kN}$$

$$p \cdot p_{travi} = (320 \cdot 524) \cdot (6000 + 4000) \cdot 4,1 \cdot 10^{-9} = 6,87 \text{ kN}$$

$$p \cdot p_{solaio} = 1,20 \cdot (6 \times 4) = 28,8 \text{ kN}$$

$$p_{acc} = 2 \cdot (6 \times 4) = 48 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_1 = \frac{p \cdot p_{pil}}{2} + p \cdot p_{travi} + p \cdot p_{solaio} + p_{acc} = 170 \text{ kN}$$

Il momento che viene dalla trave è nullo. Pertanto si effettuano solo le verifiche a compressione ed instabilità.

### 6.2.3.2 Verifica a compressione

Deve essere soddisfatta la seguente limitazione :

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

dove:  $\sigma_{c,0,d}$  è la tensione di progetto a compressione in direzione della fibratura e  $f_{c,0,d}$  è la corrispondente resistenza di progetto.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{170 \cdot 10^3}{320 \cdot 320} = 1,6 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,0,k} = 24 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

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

dove, in questo caso, essendo il carico accidentale preponderante rispetto a quello permanente, si può assumere che la combinazione di carico che considera simultaneamente l'effetto di entrambe le azioni (permanenti ed accidentali) risulta più penalizzante; pertanto si assume

un valore di  $k_{mod}$  per la classe di servizio 1 e per una classe di durata del carico lunga, pari a 0,7. Di seguito si riportano i calcoli svolti:

$$f_{c,0,d} = \frac{0,7 \cdot 24}{1,45} = 11,5 \text{ N/mm}^2$$

$\Rightarrow 1,66 < 11,5 \Rightarrow$  **la verifica a compressione è soddisfatta**

### 6.2.3.3 Verifica d'instabilità

Deve essere soddisfatta:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$$

dove  $k_{crit,c}$  è il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui si assume il valore minimo.

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

$$\lambda = \frac{L_0}{\rho_{min}} = \frac{2 \cdot l}{\sqrt{\frac{I_{min}}{A}}} = \frac{2 \cdot 6255}{\sqrt{\frac{320^4}{6 \cdot 320^2}}} = 95,8$$

$$\lambda_{rel,c} = \frac{95,8}{\pi} \sqrt{\frac{24}{9400}} = 1,54 > 1$$

$$\Rightarrow K_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0,3)) + \lambda_{rel,c}^2$$

$$\beta = 0,1$$

$$k = 0,5(1 + 0,1(1,54 - 0,3)) + 1,54^2 = 1,75$$

$$\Rightarrow K_{crit,c} = \frac{1}{1,75 + \sqrt{1,75^2 - 1,54^2}} = 0,388$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c} f_{c,0,d}} = \frac{1,6}{0,388 \cdot 11,5} = 0,372 < 1$$

$\Rightarrow$  **la verifica d'instabilità è soddisfatta**

### 6.3 Analisi sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Nel presente caso di costruzione civile le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell’azione sismica con le altre azioni già considerate per l’analisi statica.

Di seguito sono riportati i passaggi ed i calcoli svolti a mano.

#### 6.3.1 Combinazione dell’azione sismica

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

Categoria/azione variabile	$\psi_{2j}$
Neve	0,0
Vento	0,0
Civile abitazione	0,3

Analisi SLU sismica:

$$E + 1 \cdot G + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

#### 6.3.2 Pesi di piano

Per calcolare i pesi di piano è necessario prima determinare le masse di piano.

I carichi verticali, a partire dai quali si calcolano le masse di piano, sono dati da:

$$W = G_1 + G_2 + \psi_{2i} Q_{ki}$$

- solaio piano tipo

$$W_{piano} = (2,3 + 0,7) + 0,3 \cdot 2 = 3,6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- solaio di copertura

$$W_{cop} = 1,20 + 0,0 \cdot 1,30 + 0,0 \cdot 0,868 = 1,20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

L’area di ciascun solaio vale:

$$A_{\text{piano}} = 12,4 \cdot 26,6 \cong 330 \text{ m}^2$$

Si definisce ora il contributo che ogni elemento strutturale dà al peso di piano:

- solaio

$$w_{\text{piano}} = 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 330 \text{ m}^2 = 1188 \text{ kN} \cong 119 \text{ t}$$

$$w_{\text{cop}} = 1,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 330 \text{ m}^2 = 396 \text{ kN} \cong 40 \text{ t}$$

- travi

(sezione  $524 \times 320$ ) si sviluppano per:

$$(5,24 \cdot 12,4) + (3,2 \cdot 26,6) = 150 \text{ m}$$

$$p \cdot p_{\text{travi}} = (320 \cdot 524) \cdot 4,1 \cdot 10^{-9} = 687488 \cdot 10^{-9} \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cong 70 \text{ kg/m}$$

$$w_{\text{travi}} = 70 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 150 \text{ m} = 10500 \text{ kg} = 10,5 \text{ t}$$

- pilastri

si effettuano i calcoli per la sezione  $320 \times 320$ :

$$p \cdot p_{\text{pil}} = (320 \cdot 320) \cdot 3,8 \cdot 10^{-9} = 389120 \cdot 10^{-9} \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cong 40 \text{ kg/m}$$

Si calcola l'altezza media dei pilastri:  $= 3,5 \text{ m / piano}$

$$w_{\text{pilastri}} = 19 \cdot 40 \text{ kg/m} \cdot 3,5 \text{ m} \cong 2,6 \text{ t}$$

Si osserva che in copertura l'incidenza dei pilastri sarà dimezzata:

$$w_{\text{pilastri COP}} = \frac{2,6}{2} = 1,3 \text{ t}$$

- tamponature

#### **pareti perimetrali**

---

Intonaco esterno	$36 \text{ kg/m}^2$
Lastra cementizia per esterni	$15 \text{ kg/m}^2$

Pannello rigido di lana di roccia ( $\rho = 60 \text{ kg} / \text{m}^3$ )	$1 \text{ kg} / \text{m}^2$
Lastra cementizia	$15 \text{ kg} / \text{m}^2$
Intonaco interno	$36 \text{ kg} / \text{m}^2$
<b>totale</b>	$103 \text{ kg} / \text{m}^2$
<b>pareti interne</b>	
Intonaco	$25 \text{ kg} / \text{m}^2$
Lastra cartongesso 13 mm	$15 \text{ kg} / \text{m}^2$
Pannello lane minerale	$1 \text{ kg} / \text{m}^2$
Lastra cartongesso 13 mm	$15 \text{ kg} / \text{m}^2$
Intonaco	$25 \text{ kg} / \text{m}^2$
<b>totale</b>	$81 \text{ kg} / \text{m}^2$

L'altezza media delle tamponature è calcolata come l'altezza media meno l'altezza della trave:  $3200 \text{ mm} - 524 \text{ mm} = 2676 \text{ mm} = 2,7 \text{ m}$

Le tamponature esterne si estendono per:  $2 \cdot 12,4 + 2 \cdot 26,6 = 78 \text{ m}$

Quelle interne, che dividono le singole unità abitative sono calcolate, in maniera approssimata per un'estensione di:  $3 \cdot 12,4 + 1 \cdot 9 = 46,2 \text{ m}$

Per il calcolo del peso della tamponatura si ipotizza un 20% in meno dovuto alla presenza dei vuoti (porte e finestre):

$$w_{\text{tampEST}} = 0,8 \cdot 103 \cdot 2,7 \cdot 78 = 17353,4 \text{ kg} \cong 17,5 \text{ t}$$

$$w_{\text{tampINT}} = 0,8 \cdot 81 \cdot 2,7 \cdot 46,2 = 8083,15 \text{ kg} \cong 8,1 \text{ t}$$

Si osserva che in copertura l'incidenza dei tamponamenti è dimezzata:

$$w_{\text{tampCOP}_{\text{EST}}} = \frac{17,5}{2} \cong 9 \text{ t}$$

$$w_{\text{tampCOP}_{\text{INT}}} = \frac{8,1}{2} \cong 4 \text{ t}$$

- vano scale

Si calcolano le sezioni dei setti in calcestruzzo armato:

$$2 \times (460 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}) + 2 \times (520 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}) = 5,88 \text{ m}^2$$

tale valore lo si moltiplica per 0,8 per tener conto delle aperture.

L'altezza complessiva è pari a  $H = 10,5 \text{ m}$  e considerando il peso specifico del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_c = 2,5 \frac{t}{m^3}$ ; si determina quindi il contributo che l'intero nucleo dà al peso di piano:

$$w_{vano} = 2,5 \frac{t}{m^3} \cdot (0,8 \cdot 5,88 \text{ m}^2) \cdot 10,5 \text{ m} \cong 123 \text{ t}$$

Riassumendo:

<b>peso sismico piano tipo</b>	
Solaio	119 t
Travi	10,5 t
Pilastrini	2,6 t
Tamponatura esterna	17,5 t
Tamponatura interna	8,1 t
Contributo vano scale	41 t
<b>totale</b>	198,7 t $\cong 200 \text{ t}$

<b>peso sismico piano copertura</b>	
Solaio	40 t
Travi	10,5 t
Pilastrini	1,3 t
Tamponatura esterna	9 t
Tamponatura interna	4 t
Contributo vano scale	20,5 t

<b>totale</b>	85,3 t ≅ 86 t
---------------	------------------

### 6.3.3 Valutazione delle azioni dovute al sisma

Secondo quanto prescritto dalla Normativa (par. 2.4.1 del DM 14/01/2008), definiamo la Vita Nominale ( $V_N$ ) dell'opera pari a 50 anni.

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. Pertanto l'edificio in esame rientra nella // Classe (edificio destinato a civile abitazione, normali affollamenti).

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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito al variare della classe d'uso; nel caso in esame da normativa è pari ad 1.

Quindi:

$$V_R = 50.$$

Si ipotizza di essere in presenza di terreno di tipo C.

Si definiscono quattro obiettivi prestazionali relativi all'input sismico:

$$\text{SLO} \rightarrow P = 81\% \text{ in } 50 \text{ anni} \rightarrow T_{rit} = 30 \text{anni}$$

$$\text{SLD} \rightarrow P = 63\% \text{ in } 50 \text{ anni} \rightarrow T_{rit} = 50 \text{anni}$$

$$\text{SLV} \rightarrow P = 10\% \text{ in } 50 \text{ anni} \rightarrow T_{rit} = 475 \text{anni}$$

$$\text{SLC} \rightarrow P = 5\% \text{ in } 50 \text{ anni} \rightarrow T_{rit} = 975 \text{anni}$$

### 6.3.4 Analisi statica equivalente

#### 6.3.4.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

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

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

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T \geq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

nelle quali:

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

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;

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

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

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

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

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

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

dove  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

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

$$T_B = T_C / 3$$

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

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

#### 6.3.4.2 Amplificazione stratigrafica

Per la categoria di sottosuolo C i coefficienti  $S_s$  e  $C_C$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tabella sottostante, nelle quali il tempo è espresso in secondi.

Tabella 1. Valori di  $S_s$  e  $C_C$

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

### 6.3.4.3 Amplificazione topografica

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

Tabella 2. Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

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

### 6.3.4.4 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Ai fini del progetto o della verifica della struttura le capacità dissipative di questa possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, ossia tenendo in conto, in modo semplificato, della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, 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  $P_{V_R}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule precedenti  $\eta$  con  $\frac{1}{q}$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \frac{T_C}{T}$$

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

### 6.3.5 Parametri spettrali

Per il sito in esame sono

- per **SLV**:

$$a_g = 0,259g$$

$$F_0 = 2,410$$

$$T_c^* = 0,330$$

Si ipotizza un terreno di tipo C:

$$\Rightarrow S_s = 1,70 - 0,60 \cdot 2,410 \cdot \frac{0,259g}{g} = 1,325$$

$$C_C = 1,05 \cdot T_c^{*-0,33} = 1,05 \cdot 1,442 = 1,514$$

$$\Rightarrow T_C = C_C \cdot T_c^* = 0,5$$

e assumendo il coefficiente di amplificazione topografica pari a

$$S_T = 1,0$$

$$\Rightarrow S = 1,325$$

- per **SLD**:

$$a_g = 0,092g$$

$$F_0 = 2,452$$

$$T_c^* = 0,260$$

$$\Rightarrow S_s = 1,70 - 0,60 \cdot 2,452 \cdot \frac{0,092g}{g} = 1,565$$

$$C_C = 1,05 \cdot T_c^{*-0,33} = 1,638$$

$$\Rightarrow T_C = C_C \cdot T_c^* = 0,43$$

e per un coefficiente di amplificazione topografica pari a  $S_T = 1,0$

$$\Rightarrow S = 1,565$$

### 6.3.6 Fattore di struttura

$$q = q_o K_R$$

nella quale:

$q_o$  è legato alla tipologia strutturale

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza dell'edificio. Nel caso in esame, in cui si ha la struttura a telaio in legno e nucleo in conglomerato cementizio armato regolare in altezza (che ha cioè sezione costante sull'altezza), ai fini della rigidezza la struttura si può considerare **regolare in altezza** e almeno il 50% dell'azione sismica è assorbita da tale nucleo.

Non è invece possibile affermare che la struttura è **regolare in pianta** in quanto non è simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione delle rigidezze così come verrà dimostrato in seguito.

In base a quanto prescritto nel § 7.7.3, poiché il controventamento della struttura è affidato al nucleo in conglomerato cementizio, è necessario far riferimento al § 7.6 per il quale si considera:

- comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- al § 7.6.2.1 che “Per strutture con pareti o nuclei in c.a., nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata alle parti in cemento armato, si rimanda al § 7.4”.

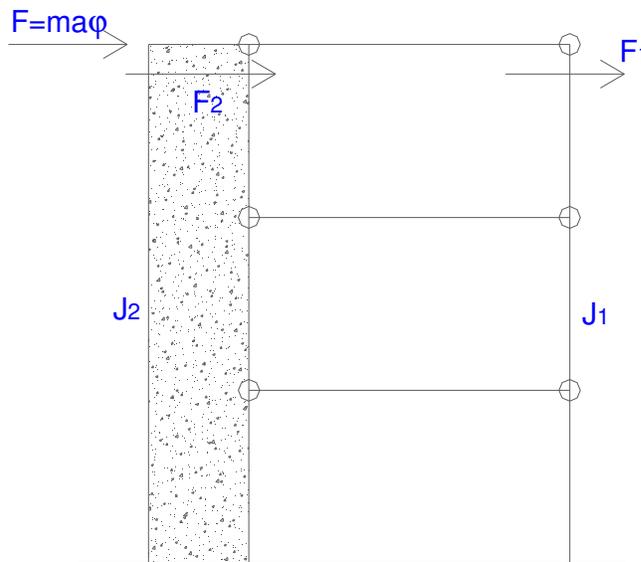
Al § 7.4.3.1 vengono definite le strutture sismo-resistenti tra cui: “*strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $\frac{r}{I_s} > 0,8$ ”;

nella quale:

$r^2$  = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano

$$I_s^2 = (L^2 + B^2) / 12 \quad (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

Prima di effettuare il calcolo della rigidità flessionale si effettua una premessa sulla rigidità degli elementi che compongono la struttura. Sebbene il nucleo sia costituito da quattro setti che collaborano unitamente come a formare uno scatolare, ai fini del calcolo della rigidità si tiene in considerazione il setto di minor lunghezza e si determina l'inerzia nella direzione più sfavorevole. Successivamente, sulla base di uno schema statico semplificato, si calcola come si ripartisce una forza orizzontale applicata in sommità (vd. figura 6.6).



**Figura 6.6. Schema statico della distribuzione di forze della struttura a telaio con vano scale in c.a.**

I moduli di elasticità dei due materiali sono:

- legno  $E_1 = 110\,000 \text{ kg/cm}^2$
- c.a.  $E_2 = 250\,000 \text{ kg/cm}^2$

$$J_1 = \frac{32 \cdot 32^3}{12} = 87381 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = \frac{510 \cdot 30^3}{12} = 1147500 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{3 \cdot E_1 \cdot J_1}{h^3} = \frac{3 \cdot 110000 \cdot 87381}{320^3} = 880 \frac{kg}{cm}$$

$$k_2 = \frac{3 \cdot E_2 \cdot J_2}{h^3} = \frac{3 \cdot 250000 \cdot 1147500}{320^3} = 26264 \frac{kg}{cm}$$

$$\Rightarrow k_2 \cong 30 k_1$$

$$\rho_1 = \frac{J_1}{J_1 + J_2} = \frac{87381}{87381 + 1147500} = 0,07 = 7\%$$

$$\rho_2 = \frac{J_2}{J_1 + J_2} = \frac{1147500}{87381 + 1147500} = 0,93 = 93\%$$

Quindi il setto, e pertanto il nucleo intero in calcestruzzo armato, ha il compito di assorbire quasi totalmente le azioni orizzontali.

Si può allora affermare, in via semplificativa, che la rigidità traslazionale di piano in direzione Y è quella del setto:

$$\Rightarrow k_{trasl} = 26\,264 \frac{kg}{cm}$$

Di seguito, attraverso un foglio di calcolo, si è determinata la distanza tra il centro di massa (CM) e il centro delle rigidezze (CR) del piano. Dove il centro di massa (CM) è stato assunto coincidente col baricentro geometrico della pianta in quanto nell'edificio non ci sono zone di carico fortemente diverse tra loro e il centro delle rigidezze è stato determinato attraverso le:

$$\begin{cases} X_{CR} = \frac{\sum k_{yi} x_i}{\sum k_{yi}} \\ Y_{CR} = \frac{\sum k_{xi} y_i}{\sum k_{xi}} \end{cases}$$

implementate nel foglio di calcolo che segue:

## Capitolo VI

modulo elasticità legno	E1	11,00 kg/m <sup>2</sup>
modulo elasticità ca	E2	25,00 kg/m <sup>2</sup>
base pilastro	b	0,32 m
largh pilastro	h	0,32 m
altezza pilastro	H	3,20 m
base setto orizzontale		5,20 m
base setto verticale		4,50 m
spessore setti		0,30 m
inerzia pilastri legno	J(32x32)	0,001 m <sup>4</sup>
inerzia setti orizz risp a Xg	J(520x30)	0,01 m <sup>4</sup>
inerzia setti vert risp a Xg	J(30x450)	2,28 m <sup>4</sup>
inerzia setti orizz risp a Yg	J(30x520)	3,52 m <sup>4</sup>
inerzia setti vert risp a Yg	J(450x30)	0,01 m <sup>4</sup>
rigidezza pilastro in legno	ky1	0,001 kg/m
rigidezza setti orizz ca	ky2	8,05 kg/m
rigidezza setti vertic ca	ky3	0,02 kg/m
rigidezza pilastro in legno	kx1	0,001 kg/m
rigidezza setti orizz ca	kx2	0,03 kg/m
rigidezza setti vertic ca	kx3	5,21 kg/m
distanze in direz X dal CM (pilastri) :		
	x1	-13,12 m
	x2	-9,46 m
	x3	-4,73 m
	x4	0,17 m
	x5	4,06 m
	x6	7,91 m
	x7	13,12 m
distanze in direz X dal CM (setti) :		
	x8 (vert)	-4,74 m
	x9 (orizz)	-2,29 m
	x10 (vert)	0,16 m
distanze in direz Y dal CM (pilastri) :		
	y1	6,02 m
	y2	0,40 m
	y3	-6,02 m
distanze in direz X dal CM (setti) :		
	y8 (orizz)	6,05 m
	y9 (vert)	3,65 m
	y10 (orizz)	1,25 m
<b>COORDINATE CK rispetto CM:</b>	<b>ex</b>	<b>-2,29 m</b>
	<b>ey</b>	<b>3,67 m</b>

Quindi le eccentricità sono:

$$\begin{cases} e_x = X_{CR} - X_{CM} = -2,293 \text{ m} \\ e_y = Y_{CR} - Y_{CM} = 3,665 \text{ m} \end{cases}$$

e il centro delle rigidezze (CR) cade circa al centro del nucleo in calcestruzzo armato e pertanto si può affermare che il vano scale-ascensore è l'elemento con rigidità preponderante rispetto a tutti gli altri elementi della struttura.

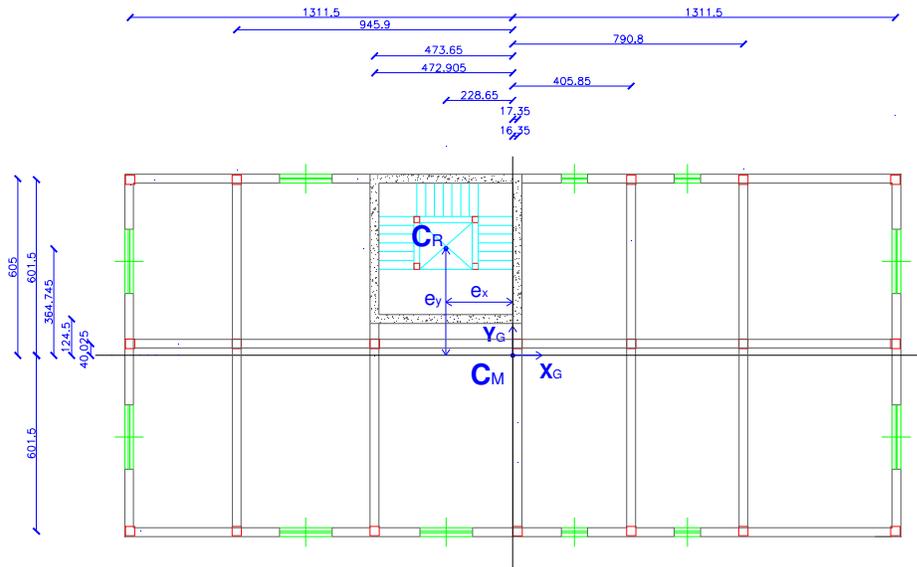


Figura 6.7. Centri di massa e rigidezze

Entrambi i centri rimangono invariati sui tre piani.

Ora si verifica se  $\frac{r}{I_s} > 0,8$  per ogni piano.

Dove  $I_s$  è il raggio giratore della massa di piano che per edifici a pianta rettangolare è pari a:

$$I_s^2 = (12,4^2 + 26,6^2) / 12 = 71,78 ; I_s = 8,5 \text{ m}$$

$r$  viene invece calcolato nelle direzioni  $x$  ed  $y$ . Quindi  $r_x$ ,  $r_y$  sono i raggi torsionali, dati dalla radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale globale rispetto al centro della rigidezza laterale, e la rigidezza laterale globale rispettivamente nelle direzioni  $y$  e  $x$ , tenendo conto di tutte le membrature sismiche nella direzione corrispondente (nel foglio di calcolo riportato in seguito, sono state trascurate le rigidezze del telaio in legno):

$$r_x, r_y = \sqrt{\frac{\sum K_{ix} y_i^2 + \sum K_{iy} x_i^2 + T_i}{\sum K_{iy}, \sum K_{ix}}}$$

in cui  $K_{ix}$ ,  $K_{iy}$  sono le rigidità traslazionali dell'i-esimo elemento verticale lungo le direzioni x-x e y-y rispettivamente,  $x_i$  e  $y_i$  le coordinate del baricentro dell'i-esimo elemento rispetto al Centro di rigidità e  $T_i$  la rigidità torsionale propria dell' i-esimo elemento.

altezza	h	320,00 cm
mod elasticità ca	E2	250000,00 kg/cm <sup>2</sup>
mod elasticità tangenziale	G	96153,85 kg/cm <sup>2</sup>
area racchiusa linea elastica	Ω	235200,00 cm <sup>2</sup>
ro-sommatoria lati/spessore nucleo	ρ	64,667
inerzia nucleo	Jxx	2255085000,00 cm <sup>4</sup>
inerzia nucleo	Jyy	2325740000,00 cm <sup>4</sup>
inerzia torsionale	Jt	3421796288,66 cm <sup>4</sup>
rigid trasl (nucleo) x	k2x	51614799,50 kg/cm
rigid trasl (nucleo) y	k2y	53231964,11 kg/cm
rigid torsionale nucleo	Ti	1028183980967,49 kg*cm/rad
rigid torsionale PIANO	ktors	1028308188787,43 kg*cm/rad
d tra baricentro i-elem e CR	xi	0,35 cm
d tra baricentro i-elem e CR	yi	1,51 cm
<b>raggio torsionale</b>	<b>rx</b>	<b>1,411 m</b>
	<b>ry</b>	<b>1,390 m</b>

Si è dunque verificato:

$$\frac{r_x}{l_s} = \frac{1,411}{8,5} = 0,166 < 0,8$$

$$\frac{r_y}{l_s} = \frac{1,390}{8,5} = 0,163 < 0,8$$

$$\Rightarrow \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = 0,233 < 0,8$$

per cui (almeno al primo piano) la condizione necessaria per escludere un comportamento deformabile torsionalmente dell'edificio, in entrambe

le direzioni, non è soddisfatta. È però sufficiente che tale condizione non sia soddisfatta per un solo piano per affermare che l'intera struttura è deformabile torsionalmente.

Al § 7.4.3.1 vengono inoltre definite, tra le strutture sismo-resistenti, quelle cosiddette *a pendolo inverso* per le quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Nel caso in esame, si è già dimostrato che il vano scale-ascensore è l'elemento dissipatore di energia.

Pertanto per quanto al § 7.4.3.2, tale tipologia risulta anche a pendolo inverso.

Quindi nella scelta del valore di  $q_0$  per la classe di duttilità bassa si elige, a favore di sicurezza, il valore minore tra le due tipologie.

Ed essendo  $K_R = 1$  per quanto detto precedentemente sulle condizioni di regolarità, risulta che il fattore di struttura è  $q = 1,5$ .

A favore di sicurezza si decide però di utilizzare un fattore di struttura pari ad 1.

### 6.3.7 Stima del Periodo caratteristico della Struttura

Per strutture con  $H \leq 40m$

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

dove  $C_1 = 0,05$  per qualsiasi tipo di struttura che non sia o a telaio di acciaio o a telaio in c.a. (par. 7.3.3.2)

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,05 \cdot (10,5)^{\frac{3}{4}} \cong 0,292 \text{ s}$$

### 6.3.8 Accelerazione di riferimento per SLV

per  $T = 0,292 \text{ s}$  con  $T_B \leq T \leq T_C$  dove  $T_C = 0,5 \text{ s}$

$$S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} = \frac{0,259 \text{ g} \cdot 1,325 \cdot 2,410}{1} = 0,827 \text{ g}$$

### 6.3.9 Accelerazione di riferimento per SLD

per  $T = 0,292 \text{ s}$  con  $T_B \leq T \leq T_C$  dove  $T_C = 0,43 \text{ s}$

$$S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} = \frac{0,092 \text{ g} \cdot 1,565 \cdot 2,452}{1} = 0,353 \text{ g}$$

### 6.3.10 Forze di piano

#### 6.3.10.1 Analisi lineare statica

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

$$\begin{aligned} F_i &= F_h \cdot \left[ z_i \cdot \left( \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \right) \right] = S_d(T_1) \cdot \sum_{j=1}^n W_j \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot \frac{z_i W_i}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} = \\ &= S_d(T_1) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot z_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} = S_d(T_1) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot \varphi(z_i) \end{aligned}$$

dove:

- $F_i$  è la forza da applicare alla massa i-esima;
- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- $z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

- $S_d(T)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

Si calcolano i  $\varphi(z_i)$ :

$$\left( \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \right) = \frac{123 + 200 + 200 + 86}{(200 + 41) \cdot 3,2 + (200 + 41) \cdot 6,4 + (86 + 20,5) \cdot 10,05} =$$

$$= \frac{609}{3384} = 0,179 \frac{1}{m}$$

$$\varphi(z_1) = 3,2 \text{ m} \cdot 0,179 \frac{1}{m} = 0,572$$

$$\varphi(z_2) = 6,4 \text{ m} \cdot 0,179 \frac{1}{m} = 1,145$$

$$\varphi(z_3) = 10,05 \text{ m} \cdot 0,179 \frac{1}{m} = 1,798$$

Quindi le forze di piano per lo **SLD** sono:

$$F_1 = 0,353 \text{ g} \cdot 200 \cdot \frac{0,85}{g} \cdot 0,572 \cong 34,3 \text{ t}$$

$$F_2 = 0,353 \text{ g} \cdot 200 \cdot \frac{0,85}{g} \cdot 1,145 \cong 69 \text{ t}$$

$$F_3 = 0,353 \text{ g} \cdot 86 \cdot \frac{0,85}{g} \cdot 1,798 \cong 47 \text{ t}$$

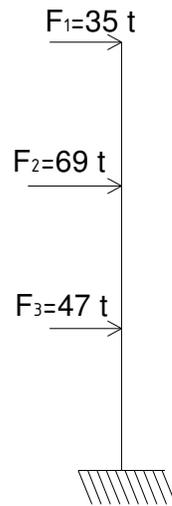


Figura 6.8. Schema statico vano scale – forze agenti per SLD

I tagli di piano nel caso limite a mensola risultano:

$$T_1 = F_1 + F_2 + F_3 = 35 + 69 + 47 = 151 \text{ t}$$

$$T_2 = F_2 + F_3 = 69 + 47 = 116 \text{ t}$$

$$T_3 = F_3 = 47 \text{ t}$$

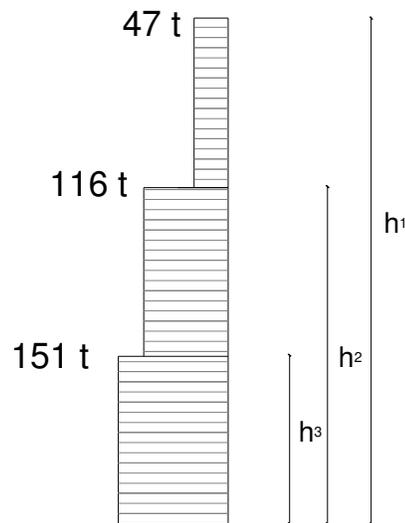


Figura 6.9. Tagli di piano per lo SLD

Il massimo momento alla base per lo **SLD** vale:

$$M = F_1 \cdot h_1 + F_2 \cdot h_2 + F_3 \cdot h_3 = 47 \cdot 9,6 + 69 \cdot 6,4 + 35 \cdot 3,2 = 928 \text{ tm}$$

Quindi l'andamento dei momenti lungo il nucleo è:

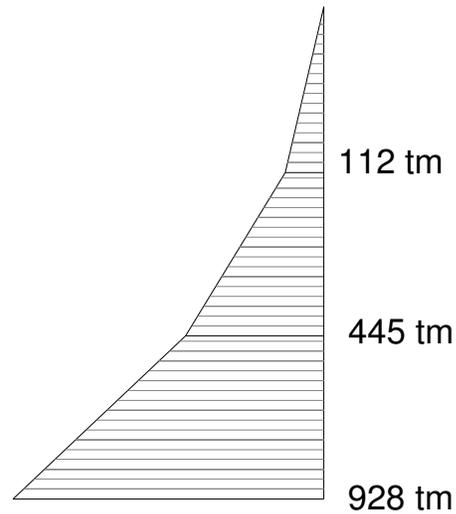


Figura 6.10. Grafico del momento flettente SLD

Mentre le forze di piano per lo **SLV** sono:

$$F_1 = 0,827 \text{ g} \cdot 200 \cdot \frac{0,85}{\text{g}} \cdot 0,572 \cong 80,4 \text{ t}$$

$$F_2 = 0,827 \text{ g} \cdot 200 \cdot \frac{0,85}{\text{g}} \cdot 1,145 \cong 161 \text{ t}$$

$$F_3 = 0,827 \text{ g} \cdot 86 \cdot \frac{0,85}{\text{g}} \cdot 1,798 \cong 109 \text{ t}$$

E i tagli di piano sono:

$$T_1 = F_1 + F_2 + F_3 = 81 + 161 + 109 = 351 \text{ t}$$

$$T_2 = F_2 + F_3 = 161 + 109 = 270 \text{ t}$$

$$T_3 = F_3 = 109 \text{ t}$$

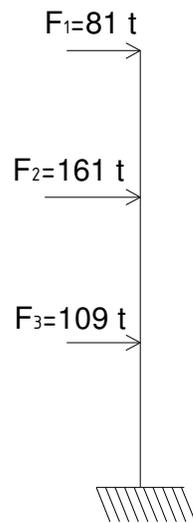


Figura 6.11. Forze agenti SLV

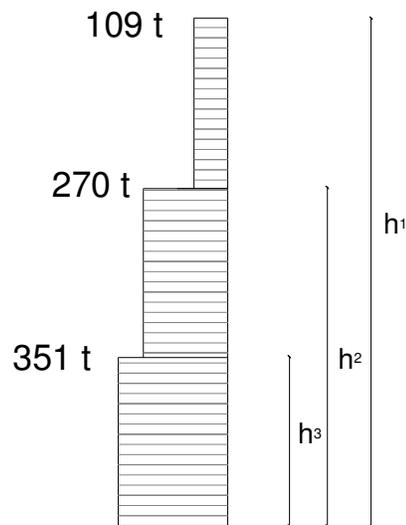


Figura 6.12. Tagli di paino per SLV

Si determina ora il massimo momento alla base per lo **SLV**:

$$M = F_1 \cdot h_1 + F_2 \cdot h_2 + F_3 \cdot h_3 = 81 \cdot 9,6 + 161 \cdot 6,4 + 109 \cdot 3,2 = 2157 \text{ tm}$$

E quindi l'andamento dei momenti è:

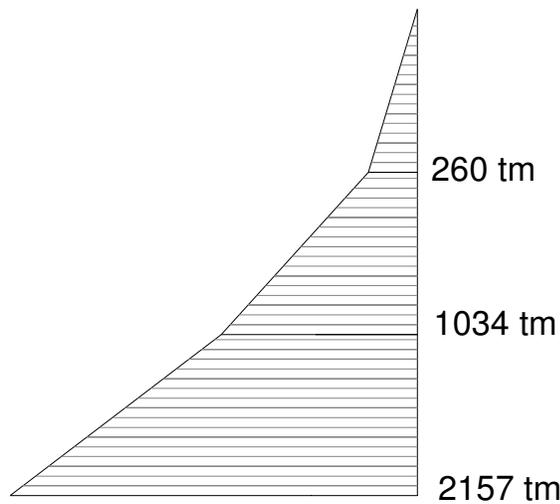


Figura 6.13. Diagramma del momento flettente sul nucleo

### 6.3.11 Dimensionamento dell' armatura nel nucleo

Si prosegue ora alla determinazione della coppia  $(M_{sol}, N_{sol})$  e si dimensiona la quantità di armatura nel nucleo tale che le azioni sollecitanti ricadano all'interno del dominio di resistenza.

Il dimensionamento di massima è stato eseguito con calcoli a mano in maniera semplificativa e verificato tramite un foglio di calcolo.

Di seguito sono riportati le approssimazioni effettuate, i passaggi ed il dominio di resistenza ottenuto.

$$M_{tot\ base} = 2157\ tm$$

$$N_{traz} = \frac{M_{tot\ base}}{d} = \frac{2157}{5,1 - 0,3} = 450\ t$$

$$N_{R\ traz} = N_{traz} - N_{compr}$$

dove  $N_{compr}$  è dato dal peso proprio del nucleo e dal peso del solaio (si trascurano i carichi accidentali a favore di sicurezza) quindi si determinano:

$$\text{area d'influenza: } A = (2 + 5,2 + 1,8) \cdot (5,1 + 3,4) = 76,5\ m^2$$

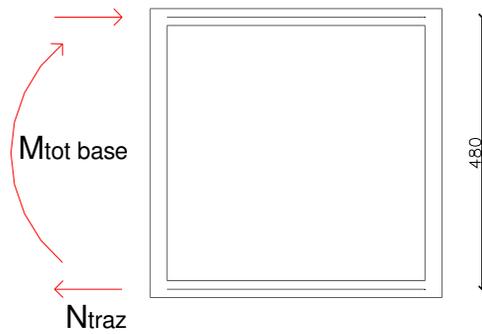


Figura 6.14. Sezione nucleo e sollecitazioni

peso nucleo:  $p \cdot p_{nucleo} = [(5,20 \cdot 5,10) - (4,6 \cdot 4,5)] \cdot 2,5 \cdot 10,5 \cong 153 \text{ t}$

peso del piano tipo:  $w_{piano} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 330 \text{ m}^2 = 99 \text{ t}$

$$\Rightarrow N_{compr} = 153 + 99 = 252 \text{ t}$$

$$\Rightarrow N_{Rtraz} = 450 - 252 \cong 200 \text{ t}$$

Ipotezzando di utilizzare  $\phi 16$  ( $A_{\phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$ ) B450C con

$f_{yd} = 3900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ :

$$A_{min} = \frac{200\,000}{3\,900} \cong 52 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow 26 \phi 16$  distribuiti su doppia fila in ogni parete che compone il nucleo così come in figura 6.15.

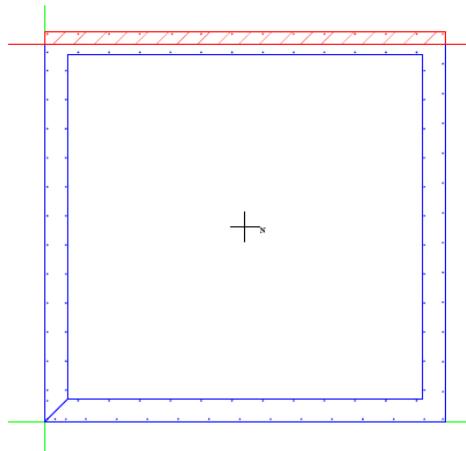


Figura 6.15. Distribuzione delle armature nel nucleo



### 6.3.12 Verifica di deformabilità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso II, le Norme Tecniche per le Costruzioni richiedono (§ 7.3.7.2) che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo **SLD** siano inferiori, per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, ai limiti indicati di seguito:

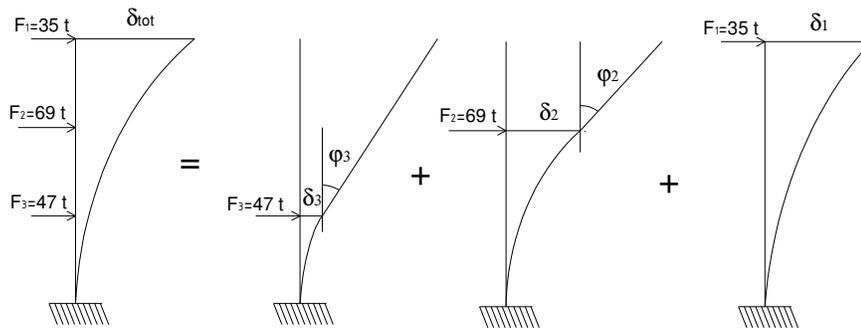
$$\delta_{tot} < 0,005 h$$

dove:

$h$  è l'altezza complessiva del nucleo

$\delta_{tot}$  è lo spostamento interpiano

$\delta_{tot}$  è calcolato mediante il seguente schema statico:



**Figura 6.18. Spostamento interpiano dovuto all'azione sismica**

Dove:

- le  $\phi$  rappresentano le rotazioni rigide;
- $F_1, F_2, F_3$  sono le forze di piano dovute all'azione sismica per lo SLD;
- il modulo elastico è:  $E = 250\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ;

- il momento d'inerzia del nucleo è  $J = 2\,255\,085\,000 \text{ cm}^4$

Quindi si ha:

$$\delta_1 = \frac{F_1 l^3}{3EJ} = \frac{35\,000 \cdot 1050^3}{3 \cdot 250\,000 \cdot 2\,255\,085\,000} = 0,024 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{F_2 l^3}{3EJ} = \frac{69\,000 \cdot 640^3}{3 \cdot 250\,000 \cdot 2\,255\,085\,000} = 0,011 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \frac{F_3 l^3}{3EJ} = \frac{647\,000 \cdot 320^3}{3 \cdot 250\,000 \cdot 2\,255\,085\,000} = 0,001 \text{ cm}$$

$$\varphi_3 = \frac{F_3 l^2}{2EJ} = \frac{47\,000 \cdot 320^2}{2 \cdot 250\,000 \cdot 2\,255\,085\,000} = 4,27 \cdot 10^{-6}$$

$$\varphi_2 = \frac{F_2 l^2}{2EJ} = \frac{69\,000 \cdot 640^2}{2 \cdot 250\,000 \cdot 2\,255\,085\,000} = 2,5 \cdot 10^{-5}$$

$$\delta_{tot} = \delta_3 + \varphi_3(1050 - 320) + \delta_2 + \varphi_2(1050 - 640) + \delta_1$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \delta_{tot} &= 0,001 + 4,27 \cdot 10^{-6}(1050 - 320) + 0,011 + 2,5 \cdot 10^{-5}(1050 - 640) + 0,024 = \\ &= 0,05 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pertanto la verifica:

$$\delta_{tot} < 0,005 h$$

$$0,05 \text{ cm} < 0,005 \cdot 1050 \text{ cm} = 5,25 \text{ cm} \text{ è soddisfatta.}$$

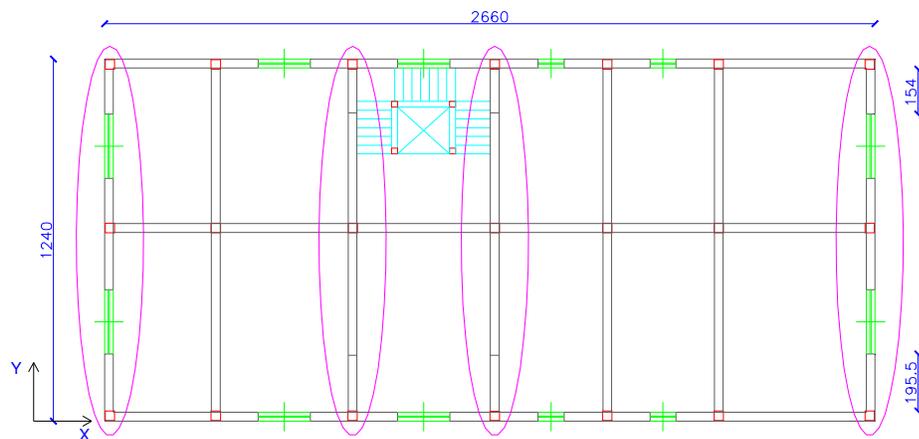


## **Capitolo VII: Edificio residenziale multipiano in legno con controventamenti in legno**

In questo capitolo si effettua lo studio dell'edificio, mantenendo invariata la pianta semplificata utilizzata al caso precedente laddove si è provveduto a sostituire il vano scale in conglomerato cementizio con un sistema di controventamenti in legno lamellare. Pertanto non sono stati riportati i calcoli dovuti all'analisi statica in quanto la struttura resistente alle azioni verticali è invariata rispetto al caso precedente.

Si è deciso di disporre controventamenti tipo croce di sant'Andrea dimensionati sulla base delle forze orizzontali agenti (vento e sisma) in maniera opportuna lungo le pareti perimetrali, le pareti che dividono le unità abitative e lungo quelle che costituiscono il vano scale senza occupare le aperture.

Si considera inizialmente un telaio del lato corto così come in Figura 8.1 e si vanno a progettare i diagonali resistenti alle azioni orizzontali provenienti dalla direzione Y.



**Figura 7.1. Pianta piano tipo – telai lato corto in evidenza**

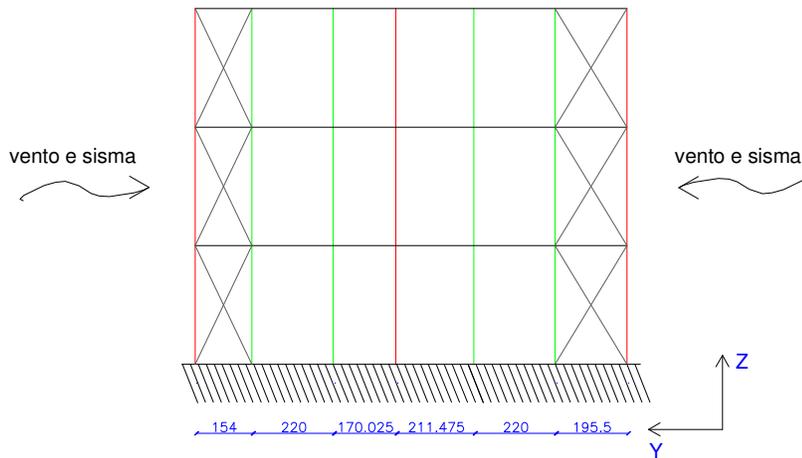


Figura 7.2. Parete controventata per forze provenienti in direzione Y

### 7.1 Analisi dei carichi

A favore di sicurezza si è considerato che la porzione di copertura su cui agisce il vento sia rettangolare; pertanto, come già calcolato al capitolo V, la pressione del vento, sulla copertura ( $c_p = -0,4$ ) è:

$$p = -0,434 \text{ kN/m}^2$$

Quindi si è determinato il carico del vento linearmente distribuito

$$q_{VENTO} = p \cdot \left( \frac{L}{2} + i_{cornicione} \right) = -0,434 \cdot \left( \frac{26,6}{2} + 1,20 \right) = 6,29 \text{ kN/m}$$

si trovano:

- carico agente in corrispondenza della testa del pilastro dovuto al carico vento agente sulla copertura:

$$Q_c = q_v \cdot \left( \frac{a}{\cos \alpha} \right) \cdot \frac{1}{2} = 6,29 \cdot \frac{5,60}{0,956} \cdot \frac{1}{2} = 18,43 \text{ kN}$$

- carico agente in corrispondenza della testa del pilastro dovuto al carico vento agente sulla fiancata (lato lungo):

$$Q_p = q_v \cdot \frac{h}{2} = 6,29 \cdot \frac{9,6}{2} = 30,21 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R = Q_C + Q_P = 18,43 + 30,21 = 48,64 \text{ kN} = 4,9 \text{ t}$$

Inoltre nel nodo A agirà una reazione che blocca l'instabilità del pilastro:

$$\Delta R = \omega N n / 100$$

dove  $\omega$  è il coefficiente di maggiorazione del carico assiale per elementi in legno sollecitati a carico di punta (vd. tabella in allegato), determinato in funzione del valore di snellezza  $\lambda$ .

$$\lambda = \frac{l_0}{\rho_{MIN}} = \frac{3,12}{0,092} = 33,77$$

$N$  è lo sforzo normale massimo nel pilastro

$n$  è il numero dei pilastri collegati (numero interassi totali/2=7/2=3,5)

Pertanto risulta:

$$\Delta R = 1,19 \cdot 170 \cdot 3,5 / 100 = 7,08 \text{ kN}$$

Quindi complessivamente sulla testa del pilastro (nodo A) agisce:

$$R' = R + \Delta R = 5,57 \text{ t}$$

## 7.2 Analisi sismica

I contributi che i vari elementi di piano danno al peso della struttura rimangono invariati al caso precedente ad esclusione del vano scale in calcestruzzo armato che viene sostituito con elementi di controventamento e dei pilastri che variano in numero:

- diagonali

sezione presunta 200 x 200:

$$p.p_{diag} = (200 \cdot 200) \cdot 4,1 \cdot 10^{-9} = 164\,000 \cdot 10^{-9} \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cong 16,4 \text{ kg/m}$$

per una lunghezza media presunta di 4 m :

$$w_{diagonali} = 32 \cdot 16,4 \text{ kg/m} \cdot 4 \text{ m} \cong 2,1 \text{ t}$$

in copertura l'incidenza sul peso di piano sarà dimezzata:

$$w_{diagonali COP} = \frac{2,1}{2} = 1,05 \text{ t}$$

- pilastri

sezione 320×320 :

$$p.p_{.pil} = (320 \cdot 320) \cdot 3,8 \cdot 10^{-9} = 389120 \cdot 10^{-9} \frac{kN}{mm} \cong 40 \text{ kg/m}$$

Si calcola l'altezza media dei pilastri: = 3,5 m / piano

$$w_{pilastri} = 21 \cdot 40 \text{ kg/m} \cdot 3,5 \text{ m} \cong 2,9 \text{ t}$$

Si osserva che in copertura l'incidenza dei pilastri sarà dimezzata:

$$w_{pilastri COP} = \frac{2,9}{2} = 1,45 \text{ t}$$

Ora è necessario determinare l'azione del sisma che agisce in corrispondenza della massa e quindi in corrispondenza di ogni piano.

Peso sismico piano tipo:

soffitto	119	t
travi	10,5	t
pilastri	2,9	t
diagonali	2,1	t
tamponature esterne	17,5	t
<b>TOTALE</b>	<b>152</b>	<b>t</b>

peso sismico piano copertura:

soffitto	40	t
travi	10,5	t
pilastri	1,45	t
diagonali	1,05	t
tamponature esterne	9	t
<b>TOTALE</b>	<b>62</b>	<b>t</b>

Per determinare le forze di piano si deve effettuare l'analisi sismica.

I parametri del terreno e quelli spettrali rimangono ovviamente invariati al primo caso esaminato, pertanto:

- per **SLV**

$$a_g = 0,259g$$

$$F_0 = 2,410$$

$$T_c^* = 0,330$$

$$S_s = 1,325$$

$$C_c = 1,05 \cdot T_c^{*-0,33} = 1,514$$

$$T_c = 0,5$$

e ipotizzando il coefficiente di amplificazione topografica pari a

$$S_T = 1,0$$

$$\Rightarrow S = 1,325$$

- per **SLD**

$$a_g = 0,092g$$

$$F_0 = 2,452$$

$$T_c^* = 0,260$$

$$S_s = 1,565$$

$$C_c = 1,05 \cdot T_c^{*-0,33} = 1,638$$

$$T_c = 0,43$$

e ipotizzando il coefficiente di amplificazione topografica pari a  
 $S_T = 1,0$

$$\Rightarrow S = 1,565$$

### 7.2.1 Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

essendo la “struttura reticolare con collegamenti a mezzo di bulloni e spinotti” per quanto espresso nel D.M. 14/01/2008 alla tabella 7.7.I per una classe di duttilità bassa si considera  $q_0 = 2,0$ .

Per quanto riguarda la regolarità, la costruzione è **regolare in pianta** poiché:

- a) la configurazione in pianta è compatta e simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidzze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Risulta inoltre **regolare in altezza** poiché effettuando l'ipotesi semplificativa che i sistemi resistenti verticali (telai e pareti) si estendano per tutta l'altezza della costruzione, anche le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) massa e rigidzza rimangono costanti, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidzza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);

b) il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi;

Pertanto  $K_R = 1 \Rightarrow q = 2 \cdot 1 = 2$

Ma, come al caso precedente, si è deciso di determinare, a favore di sicurezza, lo spettro di risposta elastico in accelerazione con un fattore di struttura pari ad 1.

### 7.2.2 Stima periodo caratteristico struttura

Per  $H < 40m$  rimane invariato:

$$T_1 = 0,05 \cdot (10,5)^{3/4} = 0,05 \cdot 5,833; \quad T_1 = 0,292s$$

### 7.2.3 Accelerazione di riferimento per SLV

per  $T = 0,292 s$  con  $T_B \leq T \leq T_C$  dove  $T_C = 0,5 s$

$$S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} = \frac{0,259 g \cdot 1,325 \cdot 2,410}{1} = 0,827 g$$

### 7.2.4 Accelerazione di riferimento per SLD

per  $T = 0,292 s$  con  $T_B \leq T \leq T_C$  dove  $T_C = 0,43 s$

$$S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} = \frac{0,092 g \cdot 1,565 \cdot 2,452}{1} = 0,353 g$$

### 7.2.5 Forze di piano

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

$$F_i = F_h \cdot \left[ z_i \cdot \left( \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \right) \right] = S_d(T_1) \cdot \sum_{j=1}^n W_j \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot \frac{z_i W_j}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} =$$

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

$$\lambda = 0,85$$

$$\frac{\sum_j W_j}{\sum_j z_j W_j} = \frac{152 + 152 + 62}{152 \cdot 3,2 + 152 \cdot 6,4 + 62 \cdot 10,05} = \frac{366}{2082,3} = 0,175 \frac{1}{m}$$

$$\varphi(z_1) = 3,2 \cdot 0,175 = 0,56$$

$$\varphi(z_2) = 6,4 \cdot 0,175 = 1,12$$

$$\varphi(z_3) = 10,05 \cdot 0,175 = 1,76$$

Quindi per gli SLV le forze di piano sono:

$$F_1 = 0,827g \cdot 152 \cdot \frac{0,85}{g} \cdot 0,56 = 60 \text{ t}$$

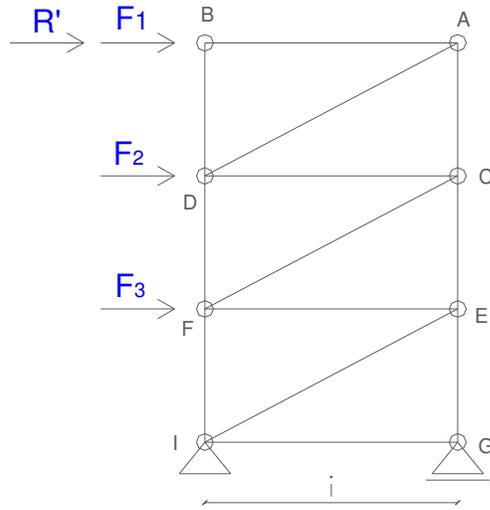
$$F_2 = 0,827g \cdot 152 \cdot \frac{0,85}{g} \cdot 1,12 = 120 \text{ t}$$

$$F_3 = 0,827g \cdot 62 \cdot \frac{0,85}{g} \cdot 1,76 = 77 \text{ t}$$

Quindi riassumendo le forze orizzontali che devono essere tenute in considerazione per dimensionare i diagonali che andranno inseriti all'estremità della facciata lato-corto e nei telai paralleli che costituiscono il vano ascensore (vd. Figura 8.1) sono:

- un'azione trasmessa dalla copertura e agente nel nodo B:  $Q_C$  ;
- un'azione trasmessa dalla fiancata e agente nel nodo B:  $Q_P$  ;

- una reazione che blocca l'instabilità dei pilastri (nodo B):  $\Delta R$ ;
- tre forze, ognuna agente in corrispondenza di ogni piano dovute al sisma:  $F_1, F_2, F_3$  (nodi B, D ed F).



**Figura 7.3. Schema statico delle forze agenti**

### 7.3 Dimensionamento controventamenti

Si ipotizza che non agiscano contemporaneamente la massima pressione del vento e la massima forza sismica. Si valuta quindi quale tra le due azioni è la più gravosa e per questa si dimensionano i diagonali.

L'equilibrio dei nodi ed il dimensionamento sono stati effettuati tramite l'ausilio dei seguenti fogli di calcolo Excel. Il primo è per l'interasse  $i = 154 \text{ cm}$ , il secondo per l'interasse  $i = 195,5 \text{ cm}$ .

## Capitolo VII

lunghezza edificio	L =	26,60 m	
larghezza edificio	B =	12,40 m	
altezza edificio	h =	9,60 m	
pressione vento (cp=-04)	p =	0,434 kN/m <sup>2</sup>	
lunghezza trave	a =	5,60 m	
cornicione	l =	1,20 m	
inclinazione falde tetto	$\alpha$ =	0,30 rad	angolo in grad 17
interasse 1	i1 =	1,54 m	

altezza piano	H =	3,20 m
coefficiente magg carico assiale	$\omega$ =	1,19
lunghezza libera inflessione	lzero =	3,12 m
$\rho_0$	$\rho_0 \text{ min}^2 =$	0,09
inerzia pilastro	Imin =	0,00087 m <sup>4</sup>
area pilastro	A =	0,10 m <sup>2</sup>
snellezza pilastro	$\lambda$ =	33,77
base pilastro	b =	0,32 m
altezza pilastro	h =	0,32 m
sf norm max sul pilastro	Nmax =	170,00 kN
numero pilastri collegati	n =	3,50

<b>carico vento</b>	qv =	5,77 kN/m
carico dal tetto	Qt =	16,90 kN
carico sul pilastro	Qp =	27,71 kN
reazione blocca instabile pilastro	$\Delta R$ =	7,08 kN

<b>spinta complessa testa pilastro</b>	R' =	5,17 t
--	------	--------

<b>forze di piano</b>		
forza di piano 1°	F1 =	60,00 t
forza di piano 2°	F2 =	120,00 t
forza di piano 3°(cop)	F3 =	77,00 t

inclinazione controventamento risp piano orizz	$\beta$ interasse 1 =	1,12 rad
--	-----------------------	----------

<b>equilibrio nodo A   COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nac=0	Nac	0 t
	equilibrio orizz	Nab=X/4	Nab	19,25 t
<b>equilibrio nodo B   COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nbd+Nbc*sen( $\beta$ )=0	Nbd	40,00 t
	equilibrio orizz	Nba+Nbc*cos( $\beta$ )=0	<b>Nbc</b>	<b>-44,39 t</b>
<b>equilibrio nodo C   COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nca+Ncb*sen( $\beta$ )=Nce	Nce	-40,00 t
	equilibrio orizz	Ncd+Ncb*cos( $\beta$ )=F2/4	Ncd	49,25 t
<b>equilibrio nodo D   COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Ndb=Ndf+Nde*sen( $\beta$ )	Ndf	142,34 t
	equilibrio orizz	Ndc+Nde*cos( $\beta$ )=0	<b>Nde</b>	<b>-113,57 t</b>
<b>equilibrio nodo E   COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nec+Ned*sen( $\beta$ )=Neg	Neg	-142,34 t
	equilibrio orizz	Nef+Ned*cos( $\beta$ )=F1/4	Nef	64,25 t
<b>equilibrio nodo F   COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nfd=Nfi+Nfg*sen( $\beta$ )	Nfi	275,84 t
	equilibrio orizz	Nfe+Nfg*cos( $\beta$ )=0	<b>Nfg</b>	<b>-148,16 t</b>

X=F3 oppure R'

**I diagonali sono TIRANTI**  
Li dimensiono per Nfg = kg 150000,00

Amin = Nfg/ $\sigma_{amm}$	Amin	384,62 cm <sup>2</sup>
----------------------------	------	------------------------

hp. Legno lamellare GL28h	Quindi si adottano 2 sez. 20X10 di lunghezza =	3,55
con f t,0,k=19,5 N/mm <sup>2</sup> =1,95*10 <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	Quindi A = 400 cm <sup>2</sup>	

## Capitolo VII

lunghezza edificio	L =	26,60 m		
larghezza edificio	B =	12,40 m		
altezza edificio	h =	9,60 m		
pressione vento ( $c_p = -0,4$ )	p =	0,434 kN/m <sup>2</sup>		
lunghezza trave	a =	5,60 m		
cornicione	l =	1,20 m		
inclinazione falde tetto	$\alpha =$	0,30 rad	angolo in grad	17
interasse 2	i3 =	1,955 m		

altezza piano	H =	3,20 m
coefficiente magg. carico assiale	$\omega =$	1,19
lunghezza libera inflessione	lzero =	3,12 m
$\rho_0$	$\rho_0 \min^2 =$	0,09
inerzia pilastro	Imin =	0,00087 m <sup>4</sup>
area pilastro	A =	0,10 m <sup>2</sup>
snellezza pilastro	$\lambda =$	33,77
base pilastro	b =	0,32 m
altezza pilastro	h =	0,32 m
sf. norm. max sul pilastro	Nmax =	170,00 kN
numero pil. collegati	n =	3,50

<b>carico vento</b>	qv =	6,29 kN/m
carico dalla copertura	Qc =	18,43 kN
carico sul pilastro	Qp =	30,21 kN
reazione bloccata instabile pilastro	$\Delta R =$	7,08 kN

<b>spinta complessiva testa pilastro</b>	R' =	5,57 t
--	------	--------

<b>forze di piano</b>		
forza di piano 1°	F1 =	60,00 t
forza di piano 2°	F2 =	120,00 t
forza di piano 3° (cop)	F3 =	77,00 t

inclinazione controventamento risp. piano orizz.	$\beta$ interasse 3 =	1,022 rad
--	-----------------------	-----------

<b>equilibrio nodo A I COMBINAZIONI solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nac=0	Nac	0 t
	equilibrio orizz	Nab=X/4	Nab	19,25 t
<b>equilibrio nodo B I COMBINAZIONI solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nbd+Nbc*sen( $\beta$ )=0	Nbd	31,51 t
	equilibrio orizz	Nba+Nbc*cos( $\beta$ )=0	<b>Nbc</b>	<b>-36,92 t</b>
<b>equilibrio nodo C I COMBINAZIONI solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nca+Ncb*sen( $\beta$ )=Nce	Nce	-31,51 t
	equilibrio orizz	Ncd+Ncb*cos( $\beta$ )=F2/4	Ncd	49,25 t
<b>equilibrio nodo D I COMBINAZIONI solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Ndb=Ndf+Nde*sen( $\beta$ )	Ndf	112,12 t
	equilibrio orizz	Ndc+Nde*cos( $\beta$ )=0	<b>Nde</b>	<b>-94,47 t</b>
<b>equilibrio nodo E I COMBINAZIONI solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nec+Ned*sen( $\beta$ )=Neg	Neg	-112,12 t
	equilibrio orizz	Nef+Ned*cos( $\beta$ )=F1/4	Nef	64,25 t
<b>equilibrio nodo F I COMBINAZIONI solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nfd=Nfi+Nfg*sen( $\beta$ )	Nfi	217,29 t
	equilibrio orizz	Nfe+Nfg*cos( $\beta$ )=0	<b>Nfg</b>	<b>-123,24 t</b>

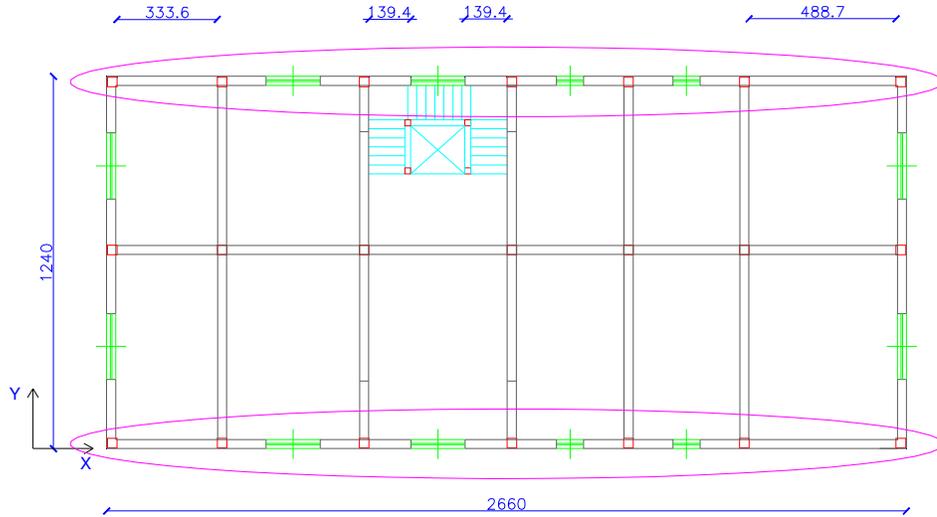
X=F3 oppure R'

I diagonali sono TIRANTI  
Li dimensiono per Nfg = kg 125000,00

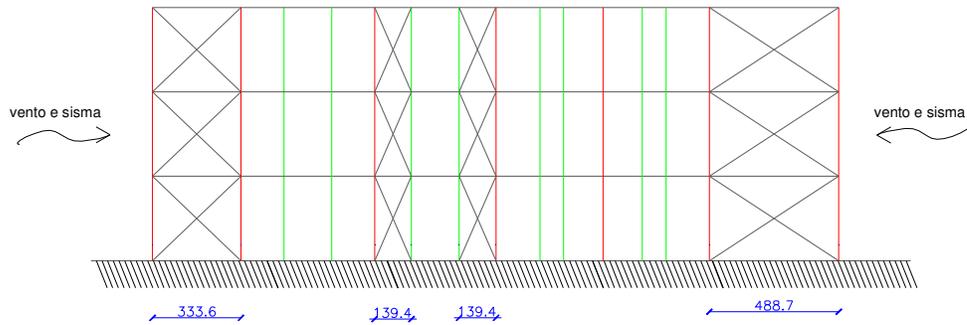
Amin = Nfg/ $\sigma_{amm}$	Amin	320,51 cm <sup>2</sup>
----------------------------	------	------------------------

hp. Legno lamellare GL28h con f t,0,k=19,5 N/mm <sup>2</sup> =1,95*10 <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	si adottano 2 sez. 18x10 di lunghezza m = Quindi Atot = 360 cm <sup>2</sup>	3,75
--	--	------

Al medesimo modo si procede per la determinazione delle croci di sant'Andrea disposte sul lato lungo allo scopo di assorbire le azioni in direzione X (Figura 8.4). In questo caso si dimensionano quattro file di controventamenti lungo le pareti perimetrali: due alle estremità e di interassi  $i = 333,6 \text{ cm}$  e  $i = 488,7 \text{ cm}$  ed altre due in corrispondenza del vano scale di ugual interasse pari a  $i = 139,4 \text{ cm}$  (Figura 8.5).



**Figura 7.4. Pianta piano tipo – telai lato lungo in evidenza**



**Figura 7.5. Pareti controventate per forze in direzione X**

Si riportano di seguito i fogli di calcolo per i tre diversi interassi  $i = 333,6 \text{ cm}$ ,  $i = 488,7 \text{ cm}$  e  $i = 139,4 \text{ cm}$ :

## Capitolo VII

lunghezza edificio	L =	26,60 m	
larghezza edificio	B =	12,40 m	
altezza edificio	h =	9,60 m	
pressione vento (cp=-04)	p =	0,434 kN/m <sup>2</sup>	
lunghezza trave	a =	3,66 m	
cornicione	l =	1,20 m	
inclinazione falde tetto	$\alpha$ =	0,30 rad	angolo in grad 17
interasse 1	i1 =	3,34 m	

altezza piano	H =	3,20 m
coefficiente magg carico assiale	$\omega$ =	1,19
lunghezza libera inflessione	lzero =	3,12 m
$\rho_0$	$\rho_0 \text{ min}^2 =$	0,09
inerzia pilastro	Imin =	0,00087 m <sup>4</sup>
area pilastro	A =	0,10 m <sup>2</sup>
snellezza pilastro	$\lambda$ =	33,77
base pilastro	b =	0,32 m
altezza pilastro	h =	0,32 m
sf norm max sul pilastro	Nmax =	170,00 kN
numero pilastri collegati	n =	3,50

<b>carico vento</b>	qv =	2,69 kN/m
carico dal tetto	Qt =	5,14 kN
carico sul pilastro	Qp =	12,92 kN
reazione blocca instabile pilastro	$\Delta R$ =	7,08 kN

<b>spinta complessiva testa pilastro</b>	R' =	2,51 t
--	------	--------

<b>forze di piano</b>		
forza di piano 1°	F1 =	60,00 t
forza di piano 2°	F2 =	120,00 t
forza di piano 3°(cop)	F3 =	77,00 t

inclinazione controventamento risp piano orizz	$\beta$ interasse 1 =	0,76 rad
--	-----------------------	----------

<b>equilibrio nodo A I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nac=0	Nac	0 t
	equilibrio orizz	Nab=X/2	Nab	38,50 t
<b>equilibrio nodo B I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nbd+Nbc*sen( $\beta$ )=0	Nbd	36,93 t
	equilibrio orizz	Nba+Nbc*cos( $\beta$ )=0	<b>Nbc</b>	<b>-53,35 t</b>
<b>equilibrio nodo C I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nca+Ncb*sen( $\beta$ )=Nce	Nce	-36,93 t
	equilibrio orizz	Ncd+Ncb*cos( $\beta$ )=F2/2	Ncd	98,50 t
<b>equilibrio nodo D I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Ndb=Ndf+Nde*sen( $\beta$ )	Ndf	131,41 t
	equilibrio orizz	Ndc+Nde*cos( $\beta$ )=0	<b>Nde</b>	<b>-136,49 t</b>
<b>equilibrio nodo E I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nec+Ned*sen( $\beta$ )=Neg	Neg	-131,41 t
	equilibrio orizz	Nef+Ned*cos( $\beta$ )=F1/2	Nef	128,50 t
<b>equilibrio nodo F I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nfd=Nfi+Nfg*sen( $\beta$ )	Nfi	254,68 t
	equilibrio orizz	Nfe+Nfg*cos( $\beta$ )=0	<b>Nfg</b>	<b>-178,06 t</b>

X=F3 oppure R'

**I diagonali sono TIRANTI**  
Li dimensiono per Nfg = kg

180000,00

Amin = Nfg/ $\sigma_{amm}$	Amin	230,77 cm <sup>2</sup>
----------------------------	------	------------------------

hp. Legno lamellare GL28h con f t,0,k=19,5 N/mm <sup>2</sup> =1,95*10 <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	Quindi si adotta una sez. 12X20 di lunghezza m = Quindi A = 240 cm <sup>2</sup>	4,62
--	--	------

## Capitolo VII

lunghezza edificio	L =	26,60 m	
larghezza edificio	B =	12,40 m	
altezza edificio	h =	9,60 m	
pressione vento (cp=-04)	p =	0,434 kN/m <sup>2</sup>	
lunghezza trave	a =	5,21 m	
cornicione	l =	1,20 m	
inclinazione falde tetto	$\alpha$ =	0,30 rad	angolo in grad 17
interasse 1	i1 =	4,89 m	

altezza piano	H =	3,20 m
coefficiente magg carico assiale	$\omega$ =	1,19
lunghezza libera inflessione	lzero =	3,12 m
$\rho_0$	$\rho_0 \text{ min}^2 =$	0,09
inerzia pilastro	Imin =	0,00087 m <sup>4</sup>
area pilastro	A =	0,10 m <sup>2</sup>
snellezza pilastro	$\lambda$ =	33,77
base pilastro	b =	0,32 m
altezza pilastro	h =	0,32 m
sf norm max sul pilastro	Nmax =	170,00 kN
numero pilastri collegati	n =	3,50

<b>carico vento</b>	qv =	2,69 kN/m
carico dal tetto	Qt =	7,33 kN
carico sul pilastro	Qp =	12,92 kN
reazione blocca instabile pilastro	$\Delta R$ =	7,08 kN

<b>spinta complessa testa pilastro</b>	R' =	2,73 t
--	------	--------

<b>forze di piano</b>		
forza di piano 1°	F1 =	60,00 t
forza di piano 2°	F2 =	120,00 t
forza di piano 3°(cop)	F3 =	77,00 t

inclinazione controventamento risp piano orizz	$\beta$ interasse 1 =	0,58 rad
--	-----------------------	----------

<b>equilibrio nodo A   COMBINAZIONE solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nac=0	Nac	0 t
	equilibrio orizz	Nab=X/2	Nab	38,50 t
<b>equilibrio nodo B   COMBINAZIONE solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nbd+Nbc*sen( $\beta$ )=0	Nbd	25,21 t
	equilibrio orizz	Nba+Nbc*cos( $\beta$ )=0	<b>Nbc</b>	<b>-46,02 t</b>
<b>equilibrio nodo C   COMBINAZIONE solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nca+Ncb*sen( $\beta$ )=Nce	Nce	-25,21 t
	equilibrio orizz	Ncd+Ncb*cos( $\beta$ )=F2/2	Ncd	98,50 t
<b>equilibrio nodo D   COMBINAZIONE solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Ndb=Ndf+Nde*sen( $\beta$ )	Ndf	89,71 t
	equilibrio orizz	Ndc+Nde*cos( $\beta$ )=0	<b>Nde</b>	<b>-117,74 t</b>
<b>equilibrio nodo E   COMBINAZIONE solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nec+Ned*sen( $\beta$ )=Neg	Neg	-89,71 t
	equilibrio orizz	Nef+Ned*cos( $\beta$ )=F1/2	Nef	128,50 t
<b>equilibrio nodo F   COMBINAZIONE solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nfd=Nfi+Nfg*sen( $\beta$ )	Nfi	173,85 t
	equilibrio orizz	Nfe+Nfg*cos( $\beta$ )=0	<b>Nfg</b>	<b>-153,60 t</b>

X=F3 oppure R'

I diagonali sono TIRANTI

Li dimensiono per Nfg = kg 155000,00

Amin = Nfg/ $\sigma$ amm Amin 198,72 cm<sup>2</sup>

hp. Legno lamellare GL28h Si adotta una sez. 12X18 di lunghezza m = 5,84  
con f t,0,k=19,5 N/mm<sup>2</sup>=1,95\*10<sup>2</sup> kg/cm<sup>2</sup> Quindi A = 216 cm<sup>2</sup>

## Capitolo VII

lunghezza edificio	L =	26,60 m	
larghezza edificio	B =	12,40 m	
altezza edificio	h =	9,60 m	
pressione vento (cp=-04)	p =	0,434 kN/m <sup>2</sup>	
lunghezza trave	a =	5,21 m	
cornicione	l =	1,20 m	
inclinazione falde tetto	$\alpha$ =	0,30 rad	angolo in grad 17
interasse 1	i1 =	1,39 m	

altezza piano	H =	3,20 m
coefficiente magg carico assiale	$\omega$ =	1,19
lunghezza libera inflessione	lzero =	3,12 m
$\rho_0$	$\rho_0 \text{ min}^2 =$	0,09
inerzia pilastro	Imin =	0,00087 m <sup>4</sup>
area pilastro	A =	0,10 m <sup>2</sup>
snellezza pilastro	$\lambda$ =	33,77
base pilastro	b =	0,32 m
altezza pilastro	h =	0,32 m
sf norm max sul pilastro	Nmax =	170,00 kN
numero pilastri collegati	n =	3,50

<b>carico vento</b>	qv =	2,69 kN/m
carico dal tetto	Qt =	7,33 kN
carico sul pilastro	Qp =	12,92 kN
reazione blocca instabile pilastro	$\Delta R$ =	7,08 kN

<b>spinta complessa testa pilastro</b>	R' =	2,73 t
--	------	--------

<b>forze di piano</b>		
forza di piano 1°	F1 =	60,00 t
forza di piano 2°	F2 =	120,00 t
forza di piano 3°(cop)	F3 =	77,00 t

inclinazione controventamento risp piano orizz	$\beta$ interasse 1 =	1,16 rad
--	-----------------------	----------

<b>equilibrio nodo A I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nac=0	Nac	0 t
	equilibrio orizz	Nab=X/2	Nab	38,50 t
<b>equilibrio nodo B I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nbd+Nbc*sen( $\beta$ )=0	Nbd	88,38 t
	equilibrio orizz	Nba+Nbc*cos( $\beta$ )=0	<b>Nbc</b>	<b>-96,40 t</b>
<b>equilibrio nodo C I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nca+Ncb*sen( $\beta$ )=Nce	Nce	-88,38 t
	equilibrio orizz	Ncd+Ncb*cos( $\beta$ )=F2/2	Ncd	98,50 t
<b>equilibrio nodo D I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Ndb=Ndf+Nde*sen( $\beta$ )	Ndf	314,49 t
	equilibrio orizz	Ndc+Nde*cos( $\beta$ )=0	<b>Nde</b>	<b>-246,64 t</b>
<b>equilibrio nodo E I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nec+Ned*sen( $\beta$ )=Neg	Neg	-314,49 t
	equilibrio orizz	Nef+Ned*cos( $\beta$ )=F1/2	Nef	128,50 t
<b>equilibrio nodo F I COMBINAZ- solo sisma o solo sisma</b>	equilibrio vert	Nfd=Nfi+Nfg*sen( $\beta$ )	Nfi	609,47 t
	equilibrio orizz	Nfe+Nfg*cos( $\beta$ )=0	<b>Nfg</b>	<b>-321,75 t</b>

X=F3 oppure R'

**I diagonali sono TIRANTI**  
Li dimensiono per Nfg = kg

**325000,00**

Amin = Nfg/ $\sigma$ amm	Amin	416,67 cm <sup>2</sup>
--------------------------	------	------------------------

hp. Legno lamellare GL28h con f t,0,k=19,5 N/mm <sup>2</sup> =1,95*10 <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	Si adottano 2 sez. 10X22 di lunghezza m = Quindi A = 440 cm <sup>2</sup>	3,49
--	---	------

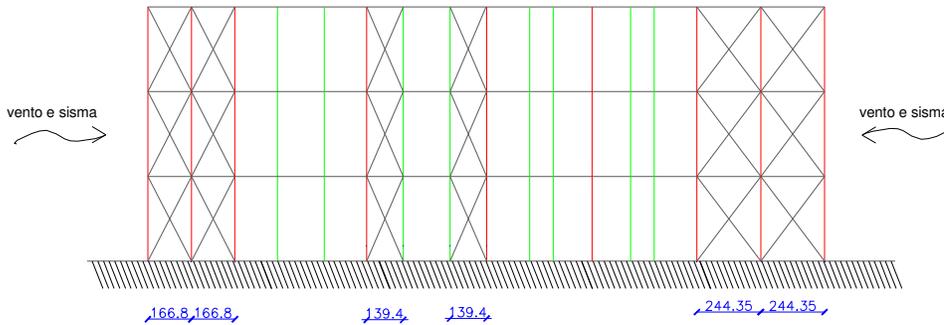
A questo punto si sono verificati i diagonali a compressione e se ne è verificata l'instabilità.

In particolar modo, di seguito, si riportano i calcoli dei controventamenti di lunghezze:

1.  $L=5,84$  m

2.  $L=4,62$  m

che non hanno superato le verifiche ad instabilità e pertanto è stato necessario raddoppiare gli interassi (vd. figura 7.5) e modificare le sezioni portandole rispettivamente a 20x20 e 18x18.



**Figura 7.5. Pareti controventate per forze in direzione X definitive**

1.  $L = 5,84 \rightarrow 2xL = 4,02$

- Verifica a compressione

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

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{(153,6 \cdot \cos(52,6)) / 6}{0,20 \cdot 0,20} = 388,5 \frac{t}{m^2}$$

$$f_{c,0,k} = 26,4 \frac{N}{mm^2} = 2640 \frac{t}{m^2}$$

$$f_{c,0,d} = \frac{K_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{1 \cdot 2640}{1,45} = 1821 \frac{t}{m^2} > 582,7 \frac{t}{m^2}$$

⇒ **la verifica a compressione è soddisfatta**

- Verifica d'instabilità

Deve essere soddisfatta:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$$

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

$$\lambda = \frac{L_0}{\rho_{min}} = \frac{2 \cdot l}{\sqrt{\frac{I_{min}}{A}}} = \frac{2 \cdot 4026}{\sqrt{\frac{200^4}{6} \frac{1}{200^2}}} = 98,6$$

$$\lambda_{rel,c} = \frac{98,6}{\pi} \sqrt{\frac{26,4}{10200}} = 1,67 > 1$$

$$\Rightarrow K_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2)$$

$$\beta = 0,1$$

$$k = 0,5(1 + 0,1(1,67 - 0,3) + 1,67^2) = 1,96$$

$$\Rightarrow K_{crit,c} = \frac{1}{1,96 + \sqrt{1,96^2 - 1,67^2}} = 0,35$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c} f_{c,0,d}} = \frac{3,88}{0,35 \cdot 18,21} = 0,61 < 1$$

⇒ **la verifica d'instabilità è soddisfatta**

2.  $L = 4,62 \rightarrow 2 \times L = 3,60$

- Verifica a compressione

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

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{(178,1 \cdot \cos(62,47)) / 6}{0,18 \cdot 0,18} = 423,5 \frac{t}{m^2}$$

$$f_{c,0,k} = 26,4 \frac{N}{mm^2} = 2640 \frac{t}{m^2}$$

$$f_{c,0,d} = \frac{K_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{1 \cdot 2640}{1,45} = 1821 \frac{t}{m^2} > 423,5 \frac{t}{m^2}$$

⇒ **la verifica a compressione è soddisfatta**

- Verifica d'instabilità

Deve essere soddisfatta:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$$

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

$$\lambda = \frac{L_0}{\rho_{min}} = \frac{2 \cdot l}{\sqrt{\frac{I_{min}}{A}}} = \frac{2 \cdot 3600}{\sqrt{\frac{180^4}{6} \cdot \frac{1}{180^2}}} = 98$$

$$\lambda_{rel,c} = \frac{98}{\pi} \sqrt{\frac{26,4}{10200}} = 1,66 > 1$$

$$\Rightarrow K_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2)$$

$$\beta = 0,1$$

$$k = 0,5(1 + 0,1(1,66 - 0,3) + 1,66^2) = 1,94$$

$$\Rightarrow K_{crit,c} = \frac{1}{1,94 + \sqrt{1,94^2 - 1,66^2}} = 0,34$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c} f_{c,0,d}} = \frac{4,23}{0,34 \cdot 18,21} = 0,68 < 1$$

⇒ **la verifica d'instabilità è soddisfatta.**

Riassumendo:

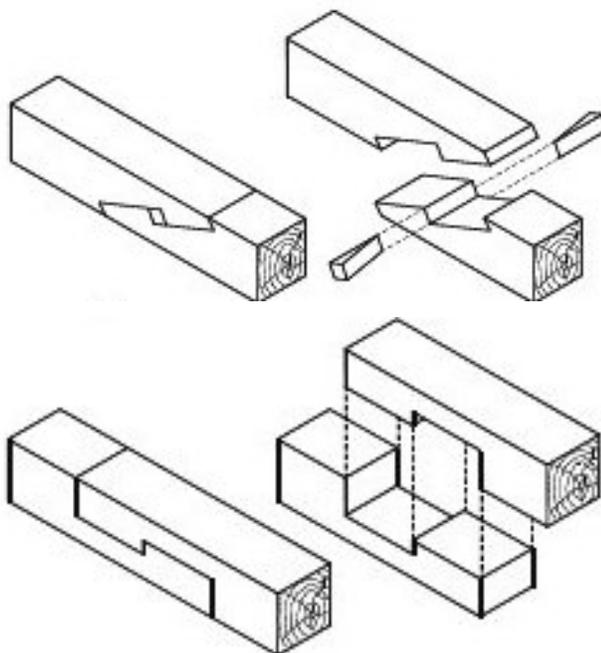
	SEZIONI	MATERIALE	QUANTITÀ	LUNGHEZZA [cm]
2 x	20x10 incollate	GL28 h	3	355
2 x	18x10 incollate	GL28 h	3	375
	18x18	GL28 h	3	360
	18x18	GL28 h	3	360
	20x20	GL28 h	3	402
	20x20	GL28 h	3	402
2 x	22x10 incollate	GL28 h	3	349

## ***Capitolo VIII: Studio dettagliato del collegamento tra impalcato e nucleo***

### **8.1 Sistemi di collegamento in generale**

Le tecniche di connessione tra elementi lignei, comunemente utilizzate, possono differenziarsi sia per il tipo di sollecitazione cui vengono sottoposte in fase di esercizio, sia per i materiali utilizzati per la loro realizzazione. La distinzione più comune è tra le due seguenti tipologie:

- *unioni tradizionali* della carpenteria lignea realizzate attraverso la lavorazione delle superfici di contatto: in tali unioni le sollecitazioni si trasmettono direttamente tramite sforzi di compressione;
- *unioni meccaniche* di tipo moderno, nelle quali la trasmissione degli sforzi avviene non in maniera diretta, ma attraverso l'inserimento di elementi metallici eventualmente con la presenza di colla.



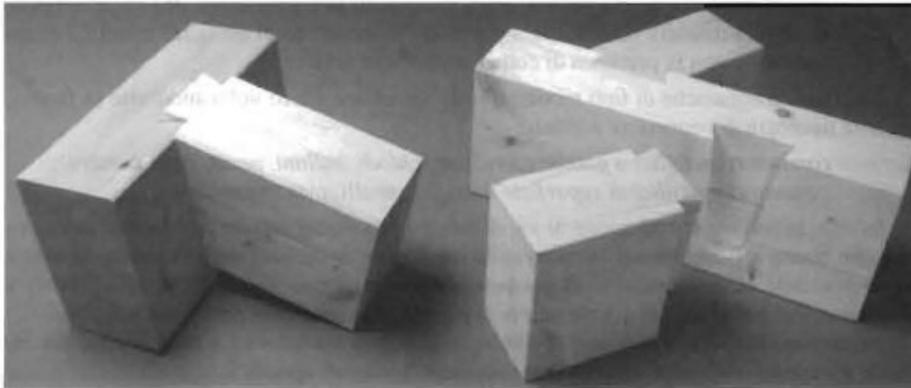


Figura 8.1. Tradizionali collegamenti di carpenteria

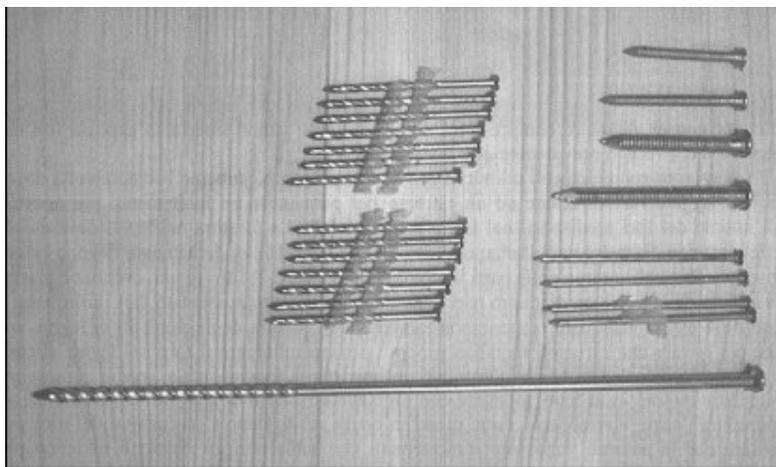


Figura 8.2. Chiodi a gambo liscio o con rilievi anulari a ad elica

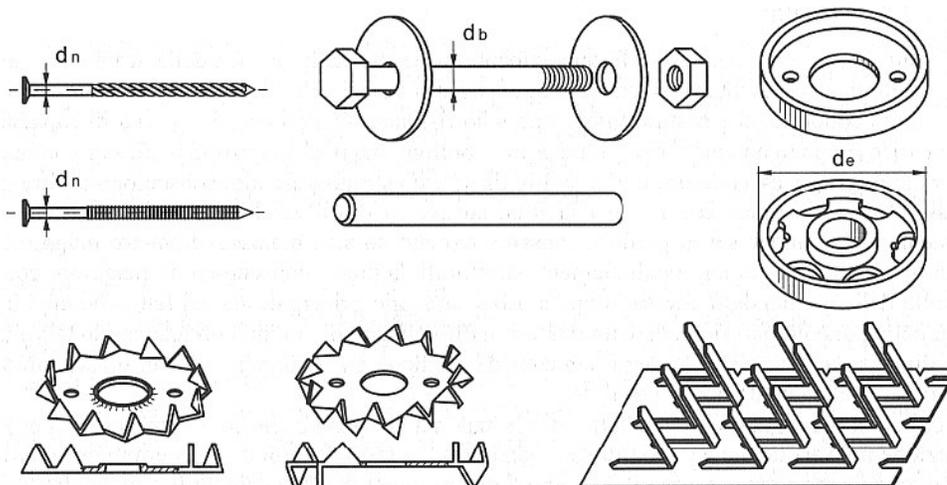


Figura 8.3. Collegamenti meccanici classici: chiodi, bulloni e perni, caviglie, piastre dentate e piastra punzonata

Le unioni meccaniche di tipo moderno possono essere a loro volta suddivise in funzione della tipologia di connettore adottato:

- *connettori metallici a gambo cilindrico (chiodi, bulloni, perni, viti);*
- *connettori metallici di superficie (caviglie, anelli, piastre dentate).*

Nella pratica costruttiva, per collegare tra loro elementi strutturali lignei mediante sistemi meccanici, si utilizzano quasi sempre collegamenti che fanno ricorso a un certo numero di elementi metallici singoli e/o a piastre metalliche; molto spesso, sono proprio le normative di calcolo a vietare l'utilizzo di un *singolo* elemento meccanico per realizzare il collegamento.

La scelta del collegamento, viene fatta sia in funzione delle *caratteristiche statiche e cinematiche* per cui esso è stato progettato (unioni flessibili o a cerniera, unioni rigide o a incastro o unioni semirigide), sia secondo criteri di natura estetica, economica e di praticità e velocità di realizzazione.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e, nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.

Perni e bulloni di diametro  $d$  superiore a 16 mm non devono essere utilizzati nei collegamenti legno-legno e legno-acciaio, eccezion fatta quando essi siano utilizzati come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.

Per quanto prescritto al § 7.7.2 qualora si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD "A" o "B"), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le regole seguenti:

- a) nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;
- b) le unioni incollate devono essere considerate in generale come non dissipative;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando questi possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

Quanto sopradetto può considerarsi soddisfatto se viene rispettato quanto riportato al § 7.7.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni dove vengono definite, per ciascuna classe, in funzione della tipologia strutturale, i valori massimi del fattore di struttura  $q_0$  da adottarsi.

Si osserva inoltre come, nella tabella 7.7.I già riportata nel capitolo III, i valori del fattore di struttura siano strettamente correlati alle modalità di connessione tra gli elementi.

Nell'Eurocodic 5e si trovano tutte le casistiche e correlate prescrizioni in riferimento alle connessioni con mezzi di unione metallici siano questi multipli e/o con piani di taglio multipli. Vengono date prescrizioni a seconda che la forza coinvolta nella connessione sia inclinata rispetto alla fibratura del legno o sia questa proveniente da un'altra connessione o, se superiori in numero, se sono alternate.

A seguire nel par. § 8.2 dell'Eurocodice 5 viene descritto come valutare la capacità portante laterale di mezzi di unione metallici del tipo a spinotto, distinguendo due casistiche a seconda che si effettui un collegamento legno-legno o pannello-legno. E similmente vengono valutate le connessioni acciaio-legno.

Il paragrafo successivo descrive, invece, come effettuare le connessioni con chiodi a seconda che questi siano caricati lateralmente e uniscano legno-legno, pannello-legno, acciaio-legno. O se siano caricati assialmente o sia lateralmente che assialmente.

Un paragrafo a parte riguarda le cambrette o graffe.

Nel par. §8.5 sono trattate le unioni bullonate, siano queste caricate lateralmente o assialmente.

Nel paragrafo successivo si parla di connessioni effettuate a mezzo di spinotti e in quello ancora successivo a mezzo di viti con le due casistiche a seconda che queste siano caricate lateralmente o assialmente.

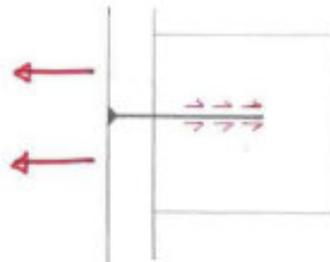
Sempre al § cap. 8 si trovano le prescrizioni su come effettuare connessioni con mezzi di unione a piastra metallica punzonata, ad anello aperto e a tassello, a piastra dentata.

### **8.1.1 Connettori metallici a gambo cilindrico**

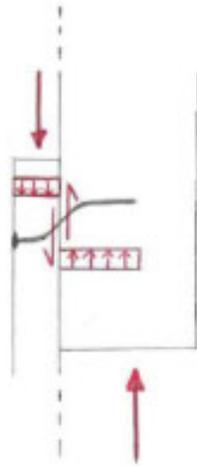
#### **8.1.1.1 Comportamento meccanico dei connettori a gambo cilindrico**

Le sollecitazioni che possono gravare su un elemento di connessione sono essenzialmente di due tipi: taglio e trazione. Nel caso in cui la direzione di applicazione della forza è parallela all'asse dell'elemento si dirà che la sollecitazione è assiale, mentre nel caso in cui sia perpendicolare è una sollecitazione tagliante. Ci si può inoltre trovare di fronte di fronte ad una sollecitazione combinate di taglio e trazione quando la direzione di applicazione della forza è inclinata di un angolo  $\beta$  diverso da  $0^\circ$  e da  $90^\circ$  rispetto all'asse dell'elemento.

Si parlerà di sollecitazione di estrazione del connettore, nel caso di trazione riguardante un sistema composto quale connettore di acciaio nel legno; la sollecitazione interessa l'intero sistema.



**Figura 8.3. Sollecitazione parallela all'asse del connettore**



**Figura 8.4. Sollecitazione perpendicolare all'asse del connettore**

### **8.1.2 Connettori metallici superficiali**

#### **8.2 I collegamenti in zona sismica**

L'attitudine di una struttura a sviluppare deformazioni plastiche nei suoi elementi strutturali e di dissipare energia senza arrivare alla rottura è una parte essenziale della sua capacità di resistere alle azioni sismiche (Ceccotti, 1989).

È dimostrato che una struttura dotata di giunti a comportamento plastico e dissipativo, se progettata adeguatamente, è capace di resistere ad azioni sismiche di intensità maggiore della stessa struttura con giunti rigidi e non-dissipativi. Riferendosi al caso delle strutture in legno è necessario effettuare alcune considerazioni.

Sotto l'effetto di un carico ciclico, gli elementi lignei esibiscono generalmente un comportamento lineare elastico. La rottura è fragile e nel legno c'è una bassa dissipazione di energia, ad eccezione forse di alcune zone sollecitate a compressione ortogonale alla fibratura. Tuttavia la plasticizzazione e la capacità di dissipare energia possono essere raggiunte nelle connessioni fra i vari elementi strutturali se

queste sono “semirigide” (come nel caso di molte connessioni meccaniche) invece che “rigide” (come sono le connessioni incollate). Un progetto adeguato dei giunti con elementi di collegamento meccanici consente di ottenere uno spiccato comportamento plastico.

Nell’ambito dello studio del presente progetto si prenderanno in considerazione tre differenti tipi di collegamento:

1. calcestruzzo - acciaio;
2. acciaio – legno;
3. legno – legno.

Così come per l’analisi sismica effettuata sulle due differenti tipologie strutturali studiate, il dimensionamento degli elementi di collegamento viene effettuato considerando un fattore di struttura  $q$  pari ad 1.

Assumendo quindi, a favore di sicurezza, che i collegamenti abbiano un comportamento perfettamente elastico, senza per nulla considerare la loro capacità dissipativa.

Le unioni meccaniche in generale esibiscono uno spiccato comportamento plastico, a patto che vengano rispettati i requisiti inerenti le distanze dai bordi e dalle estremità. Questo è dovuto al rifollamento del legno stesso, accoppiato con la plasticizzazione e la capacità di dissipare energia degli elementi d’acciaio.

Pertanto diventa di fondamentale importanza, al fine di progettare strutture dissipative in grado di resistere ai terremoti, realizzare giunti duttili e capaci di dissipare energia.

### **8.3 Descrizione caso in esame**

Nella modifica apportata alla pianta rispetto al progetto originale si è fatto in modo che la maglia strutturale inglobasse il nucleo in calcestruzzo armato disponendo le travi lungo le pareti di quest’ultimo. Tale soluzione conferisce maggiore solidità al sistema e diventano maggiori le superfici di trasmissione delle forze.

Si è precedentemente dimostrato come in presenza di un sisma sia il nucleo in calcestruzzo armato ad assorbire quasi totalmente la forza in quanto di rigidezza notevolmente superiore rispetto alla struttura a telaio in legno.

Affinché questo si verifichi è di fondamentale importanza assumere il solaio infinitamente rigido. Questa è un'ipotesi attendibile in quanto esso è realizzato mediante l'unione di pannelli a tre strati dello spessore complessivo di 7,5 cm, orientati a  $90^\circ$  tra loro, di dimensioni di 2 per 6 m e accoppiati maschio-femmina.

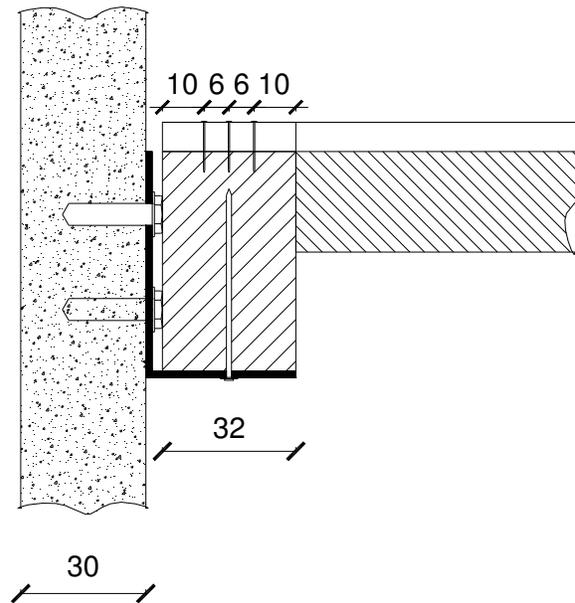
Effettuata tale considerazione si può sostenere che un'azione agente in direzione X si diffonderà:

I) sui pannelli a tre strati che formano il piano e che sono rigidamente vincolati ai travetti e alle travi del solaio mediante chiodi del diametro di 6 mm fissati ad un interasse di 7,2 cm (assicurata rigidità e duttilità); pertanto si verificherà che questi siano in grado di trasmettere l'intera azione sismica proveniente o dalla direzione X o dalla direzione Y;

II) giunta alle travi di legno l'azione si diffonderà, mediante viti in acciaio del diametro di 12 mm e lunghezza di 450 mm con un interasse di 7 o 7,1 cm, ai profili metallici disposti lungo il perimetro del nucleo in corrispondenza di ogni piano; anche in questa fase gli elementi di connessione andranno dimensionati in maniera tale da trasmettere l'intera azione sismica;

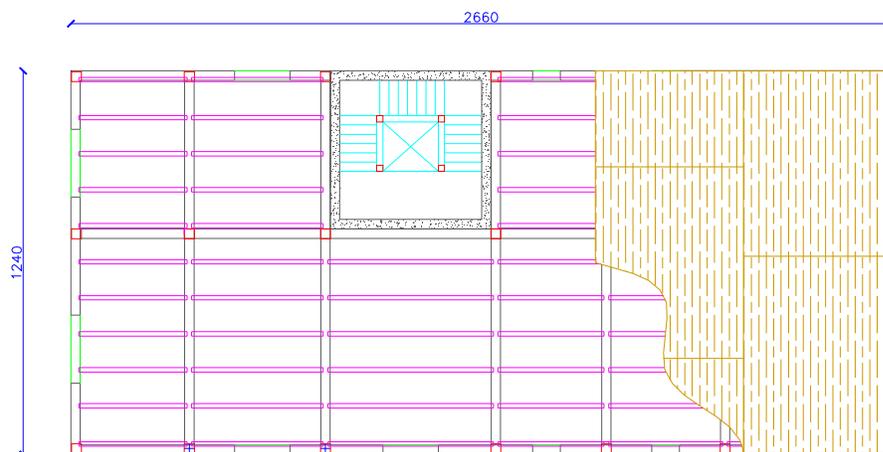
III) a questo punto la forza si diffonderà nel nucleo attraverso ancoraggi metallici 24 M16 e 28 M24 con interasse differenziato a seconda della direzione di provenienza della forza;

V) infine l'azione giungerà a terra. Le armature nel nucleo sono state progettate in maniera tale da sopportare il massimo momento alla base prodotto dalla forza sismica.



**Figura 8.5. Particolare di collegamento tra nucleo ed impalcato**

Si osserva, che nello studio dei collegamenti sono stati rispettati l'utilizzo dei materiali e le proprietà prescritte al §7.7.2 delle Norme tecniche per la Costruzioni.

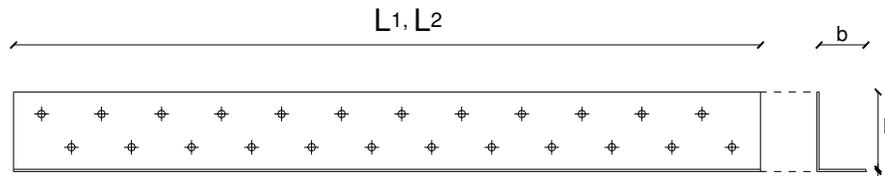


**Figura 8.6. Visualizzazione complessiva degli elementi di solai**

### 8.4 Collegamento calcestruzzo armato-acciaio

Si decidono di utilizzare tre profili a L a spigoli vivi, di dimensioni:

h =	524 mm
t =	15 mm
b =	320 mm
L1 =	5,2 m
L2 =	5,1 m



**Figura 8.7. Profilo ad L disposto lungo le pareti del nucleo in corrispondenza di ogni piano**

Si procede col dimensionamento degli ancoraggi atti a mantenere il nucleo solidale coi profili in acciaio. Successivamente si determinano i connettori metallici che hanno la funzione di giuntare i profili di acciaio con le travi in legno. Infine si calcola il quantitativo di chiodi necessario a legare gli elementi orizzontali con il pannello di solaio.

#### 8.4.1 Dimensionamento di massima

Si effettua un dimensionamento di massima per determinare il quantitativo presunto di ancoranti necessari a resistere alla forza del sisma proveniente da entrambe le direzioni.

Gli ancoraggi, che sorreggono i profili di acciaio ad L che a loro volta sorreggono le travi che delimitano perimetralmente il nucleo in calcestruzzo armato, devono essere verificati sia a trazione che a taglio.

Si ipotizza di utilizzare ancoranti pesanti di produzione della HILTI del tipo HSL-3 M16 e HSL-3 M24 entrambi di 10 cm di lunghezza con una resistenza di progetto a trazione e taglio, per un calcestruzzo  $R_{ck} 250$ , pari a:

Dimensione ancorante	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Trazione, $N_{Rd}$	15.6	19.7	24.1	33.6	46.9	61.7
Taglio, $V_{Rd}$	24.9	39.4	57.4	80.9	113.5	141.9

E così quantificati:

- DIREZIONE Y:

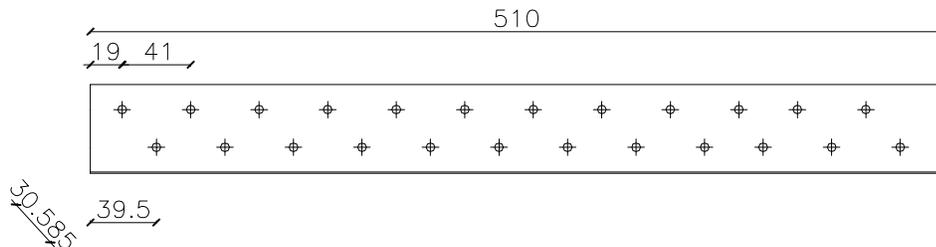
$$\frac{161 t}{2} = 80,5 t \rightarrow \frac{80,5 t}{3,36 t} = 24 \Rightarrow n^{\circ}24 M16$$

distribuiti su doppia fila (profilo ad L) con un passo

$$\text{di } \frac{510 - 2 \cdot 10 \text{ cm}}{12} = 40,8 \text{ cm}$$

accettabile in quanto l'interasse minimo richiesto è  $24 \text{ cm}$  (vd. seguente tabella).

Si assume per i calcoli  $i = 41 \text{ cm}$ .



**Figura 8.8. Distribuzione ancoraggi profilo 510x52,7**

- DIREZIONE X:

$$\frac{161 t}{6,17 t} = 26,1 \Rightarrow n^{\circ}28 M24$$

distribuiti su doppia fila (profilo a L) con un passo di

$$\frac{520 - 2 \cdot 22,5 \text{ cm}}{13} = 36,5 \text{ cm}$$

accettabile fino ad un minimo di  $30 \text{ cm}$ .

Si assume per i calcoli  $i = 35 \text{ cm}$ .

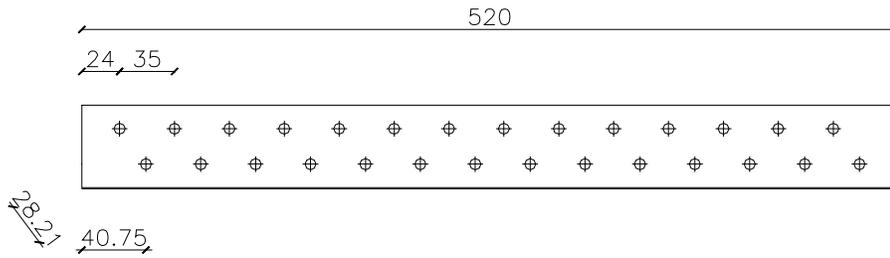


Figura 8 9. Distribuzione ancoraggi profilo 520x52,7

A seguire vengono riportati le tabelle riguardanti:

- spessore minimo del materiale di base, minimi interassi a partire dalla minima, o maggiorata a favore di sicurezza, distanza dal bordo degli ancoranti in calcestruzzo fessurato e non fessurato:

Dimensione ancorante		M8	M10	M12	M16	M20	M24
Interasse minimo	$S_{min}$ [mm]	60	70	80	100	125	150
	per $c \geq$ [mm]	100	100	160	240	300	300
Minima distanza dal bordo	$c_{min}$ [mm]	60	70	80	100	125	150
	per $s \geq$ [mm]	100	160	240	240	300	300
Spessore minimo materiale di base	$h_{min}$ [mm]	120	140	160	200	250	300

- particolari di posa

Dimensione ancorante	M8/ $t_{fix}$	M10/ $t_{fix}$	M12/ $t_{fix}$	M16/ $t_{fix}$	M20/ $t_{fix}$	M24/ $t_{fix}$	
$t_{fix}$ [mm] Spessore max da fissare (corto/medio/lungo) <sup>9)</sup>	5/20/40	5/20/40	5/25/50	10/25/50	10/30/60	10/30/60	
$d_o$ [mm] Diametro nominale foro nel calcestruzzo	12	15	18	24	28	32	
[mm] Diametro punta trapano	$\leq 12,5$	$\leq 15,5$	$\leq 19,5$	$\leq 24,55$	$\leq 28,55$	$\leq 32,7$	
$h_1$ [mm] Profondità foro	80	90	105	125	155	180	
$h_{ef}$ [mm] Profondità effettiva ancoraggio	60	70	80	100	125	150	
$l$ [mm] Lunghezza ancorante <sup>2)</sup>	$t_{fix}$ corto	83	95	111	138	163	185
	$t_{fix}$ medio	98	110	131	153	183	205
	$t_{fix}$ lungo	118	130	156	178	213	235
	[mm] Lunghezza testa e rondella	7,5	10	11	14	17	19
$d_w$ [mm] Diametro rondella	20	25	30	40	45	50	
$h_{min}$ [mm] Spessore minimo materiale base	120	140	160	200	250	300	
$d_f$ [mm] Diametro foro nella piastra	14	17	20	26	31	35	
$S_w$ [mm] Misura chiave	13	17	19	24	30	36	
$T_{inst}$ [Nm] Coppia di serraggio	25	50	80	120	200	250	

- caratteristiche meccaniche

Dimensione ancorante	M8	M10	M12/	M16	M20	M24
$f_{uk}$ [N/mm <sup>2</sup> ] Resistenza ultima caratteristica a trazione	800	800	800	800	830	830
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ] Resistenza allo snervamento 8.8	640	640	640	640	640	640
$A_s$ [mm <sup>2</sup> ] Sezione reagente	36,6	58,0	84,3	157,0	245,0	353,0
$W$ [mm <sup>3</sup> ] Modulo di resistenza elastico	30	60	105	266	519	898
$M_{Racc}$ [Nm] Momento flettente raccomandato	12,5	24,9	43,7	111,0	216,0	374,2

La procedura consigliata dalla HILTI per le verifiche dei collegamenti è una semplificazione del metodo ETAG Annex C – Metodi di progettazione per gli ancoraggi.

Di seguito sono riportate le medesime verifiche riportate sul sito della HILTI, applicate per i due profili, in funzione della direzione di provenienza della forza.

#### 8.4.2 Forza in direzione X

Nella figura che segue è riportata la pianta del piano tipo in cui in maniera schematica sono posti in evidenza le zone di collegamento tra nucleo ed impalcato. Per una forza in direzione X (come in figura), si ipotizza che gli elementi di collegamento – lato forza, lavorino a trazione; quelli posti in direzione perpendicolare alla forza, a taglio; si trascura, invece, a favore di sicurezza la resistenza che esercita la piastra collocata sulla parete opposta.

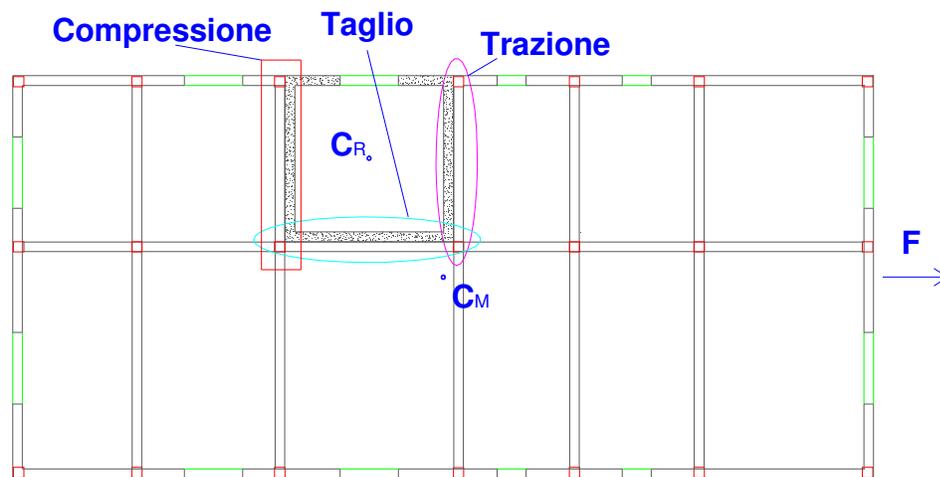


Figura 8.10. Tipo di sforzo negli elementi di collegamento

##### 8.4.2.1 Verifica a trazione degli ancoraggi

La resistenza di progetto a trazione di un singolo ancoraggio è da assumersi come il minore dei seguenti valori:

$N_{Rd,p}$  : resistenza allo sfilamento

$N_{Rd,c}$  : resistenza alla rottura conica del calcestruzzo

$N_{Rd,s}$  : resistenza acciaio

La rottura allo sfilamento  $N_{Rd,p}$  è determinante solo per gli ancoranti M8 ed M10 in calcestruzzo fessurato pertanto non viene presa in considerazione nel presente caso.

La resistenza alla rottura conica del calcestruzzo è calcolata come:

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{A,N} \cdot f_{R,N}$$

dove:

$N_{Rd,c}^0$  è la resistenza di progetto alla rottura conica del calcestruzzo con una resistenza cubica a compressione pari a

$$f_{cK} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Dimensione ancorante		M8	M10	M12/	M16	M20	M24
$N_{Rd,c}^0$ [kN]	per calcestruzzo non fessurato	15.6	19.7	24.1	33.6	46.9	61.7
$N_{Rd,c}^0$ [kN]	per calcestruzzo fessurato	11.1	14.1	17.2	24.0	33.5	44.1
$h_{ef}$ [mm]	profondità effettiva ancoraggio	60	70	80	100	125	150

$f_B$  è un fattore che indica l'influenza della resistenza del calcestruzzo

Designazione della classe del calcestruzzo (ENV 206)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza caratteristica a compressione cubica $f_{ck,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_B$
C20/25	20	25	1.0
C25/30	25	30	1.1
C30/37	30	37	1.22
C35/45	35	45	1.34
C40/50	40	50	1.41
C45/55	45	55	1.48
C50/60	50	60	1.55

$f_{AN}$  è un fattore che indica l'influenza dell'interasse degli ancoranti.

Per i profili disposti sulle pareti in direzione Y, cioè in questo caso sollecitate a trazione, si dispongono n° 24 M16 disposti su due file in maniera sfalsata con interassi:  $i_1 = 30,585 \text{ cm}$  e  $i_2 = 41 \text{ cm}$  (Figura 8.4).

Pertanto, essendo  $f_{A,N} = 0,5 + \frac{i}{6 \cdot h_{ef}}$ , si hanno (vd. anche tabella successiva):

$$f_{A,N} = 1 \text{ per l'interasse } i_1$$

$$f_{A,N} = 1 \text{ per l'interasse } i_2$$

Interasse ancoranti s [mm]	Dimensione ancorante					
	M8	M10	M12	M16	M20	M24
60	0.67					
70	0.69	0.67				
80	0.72	0.69	0.67			
90	0.75	0.71	0.69			
100	0.78	0.74	0.71	0.67		
120	0.83	0.79	0.75	0.70		
130	0.86	0.81	0.77	0.72	0.67	
140	0.89	0.83	0.79	0.73	0.69	
150	0.92	0.86	0.81	0.75	0.70	0.67
175	0.99	0.92	0.86	0.79	0.73	0.69
200		0.98	0.92	0.83	0.77	0.72
225			0.97	0.88	0.80	0.75
250				0.92	0.83	0.78
275				0.96	0.87	0.81
300				1.00	0.90	0.83
325					0.93	0.86
350	$f_{AN} = 1$				0.97	0.89
375					1.00	0.89
400						0.92
425						0.97
450						1.00

$f_{R,N}$  è il fattore influenza della distanza dal bordo, calcolato come

$$f_{R,N} = 0,27 + 0,49 \cdot \frac{c}{h_{ef}}$$

Distanza dal bordo c [mm]	Dimensione ancorante					
	M8	M10	M12	M16	M20	M24
60	0.75					
70	0.83	0.75				
80	0.92	0.82	0.75			
90	1.00	0.89	0.81			
100		0.96	0.88	0.75		
120		1.00	0.91	0.78		
130			1.00	0.85		
140				0.95		
150				1.00	0.85	0.75
175					0.95	0.83
200						0.92
225						1.00

Quindi, si hanno:  $c_1 = 190 \text{ mm} \Rightarrow f_{RN} = 1$ ;  
 $c_2 = 395 \text{ mm} \Rightarrow f_{RN} = 1$ .

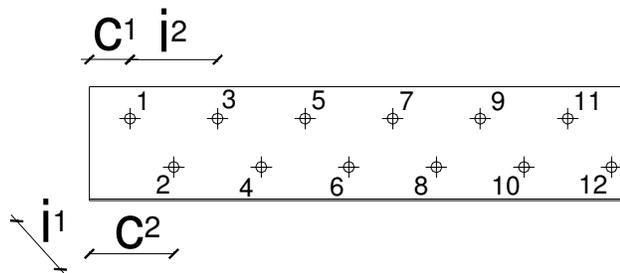


Figura 8.11. Interassi e distanza dal bordo – profilo 510x52,7

Quindi essendo tutti i fattori d'influenza pari ad 1, si ha:

$$N_{Rd,c}^{group} = N_{Rd,c} \cdot 24 = 33,6 \cdot 24 = 806,4 \text{ kN}$$

Infine la resistenza di progetto a trazione dell'acciaio  $N_{Rd,s}$  è:

Dimensione ancorante	M8	M10	M12/	M16	M20	M24
$N_{Rd,s}^{(1)}$ [kN]	19.5	30.9	44.9	83.7	130.7	188.3

calcolato come  $N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$  con  $\gamma_{Ms} = 1,5$

che quindi per l'insieme di ancoraggi considerato vale:

$$N_{Rd,s}^{group} = 83,7 \cdot 24 = 2008,8 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto a trazione del sistema è:

$$N_{Rd} = \min\{N_{Rd,p}, N_{Rd,c}, N_{Rd,s}\}$$

Pertanto:

$$N_{Rd} = 806,4 \text{ kN} = 80,6 \text{ t}$$

#### 8.4.2.2 Verifica a Taglio degli ancoraggi

Unitamente alla resistenza a trazione di questi ancoraggi, collabora la resistenza a taglio di quelli disposti in direzione perpendicolare alla forza.

La resistenza di progetto a taglio di un singolo ancoraggio è da assumersi come il minore dei seguenti valori:

$V_{Rd,c}$  : resistenza rispetto al bordo del calcestruzzo

$V_{Rd,s}$  : resistenza all'acciaio

La resistenza rispetto al bordo del calcestruzzo è calcolata come:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{\beta,V} \cdot f_{AR,V}$$

dove:

$V_{Rd,c}^0$  : resistenza di progetto rispetto al bordo del calcestruzzo

Dimensione ancorante HSL-3, HSL-3-SH, HSL-3-G	M8	M10	M12/	M16	M20	M24
$V_{Rd,c}^0$ [kN] Per calcestruzzo non fessurato	4.7	6.5	8.6	13.7	27.5	29.7
$V_{Rd,c}^0$ [kN] Per calcestruzzo fessurato	3.3	4.6	6.1	9.8	19.7	21.2
$C_{min}$ [mm] Minima distanza dal bordo	60	70	80	100	150	150
$S_{min}$ [mm] Minimo interasse	100	160	240	240	300	300

$f_B$  è l'influenza della resistenza del calcestruzzo

Designazione della classe del calcestruzzo (ENV 206)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza caratteristica a compressione cubica $f_{ck,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_B$
C20/25	20	25	1.0
C25/30	25	30	1.1
C30/37	30	37	1.22
C35/45	35	45	1.34
C40/50	40	50	1.41
C45/55	45	55	1.48
C50/60	50	60	1.55

$f_{\beta,V}$ : influenza della direzione delle sollecitazioni di taglio

Angolo $\beta$ [°]	$f_{\beta,V}$
da 0 a 55	1
60	1.1
70	1.2
80	1.5
da 90 a 180	2

$$f_{\beta,V} = \begin{cases} 1 & \text{per } 0^\circ \leq \beta \leq 55^\circ \\ \frac{1}{\cos\beta + 0,5 \operatorname{sen}\beta} & \text{per } 55^\circ < \beta \leq 90^\circ \\ 2 & \text{per } 90^\circ < \beta \leq 180^\circ \end{cases}$$

Per un sisma proveniente in direzione X la sollecitazione di taglio ha direzione  $\beta_1 \cong 32^\circ$

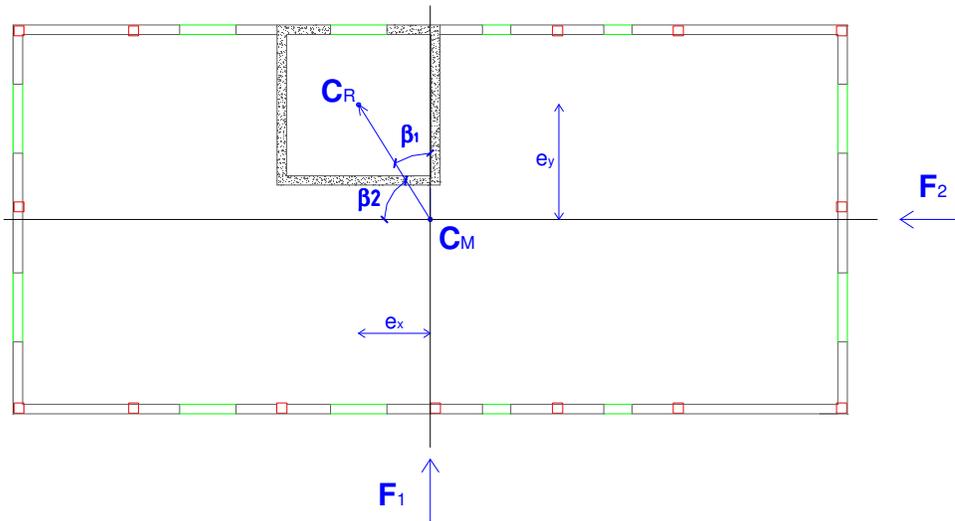


Figura 8.12. Direzioni delle sollecitazioni di taglio

Pertanto per  $\beta_1 \Rightarrow f_{\beta,V} = 1$ .

$f_{AR,V}$ : influenza dell'interasse e della distanza dal bordo

dove per n ancoranti si utilizza la seguente:

$$f_{AR,V} = \frac{3c + s_1 + s_2 + \dots + s_{n-1}}{3nc_{\min}} \sqrt{\frac{c}{c_{\min}}}$$

- dove:
- c = distanza dal bordo di calcestruzzo
  - $s_1$  = interasse in direzione 1
  - $s_2$  = interasse in direzione 2

$n$  = numero ancoranti

$n-1$  = interassi

$c_{\min}$  = minima distanza dal bordo di calcestruzzo

imposta dalla scheda tecnica

Essendo  $c$  pari alla distanza dell'intero nucleo, tale fattore è certamente maggiore di 1. Pertanto si assume  $f_{AR,V} = 1$ .

Quindi si determina per un M24:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{\beta,V} \cdot f_{AR,V} = 29,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 01 = 29,7 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{Rd,c}^{group} = 29,7 \cdot 28 = 831,6 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio dell'acciaio  $V_{Rd,s}$  vale:

Dimensione ancorante	M8	M10	M12/	M16	M20	M24
HSL-3	24.9	39.4	57.4	80.9	113.5	141.9
HSL-3-SH, HSL-3-SK	24.9	39.4	57.4	-	-	-
HSL-3-G	20.9	27.8	43.4	68.6	113.5	-
HSL-3-G (solo barra filettata)	11.7	18.6	27.0	50.2	78.4	-

calcolata come  $V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$  con  $\gamma_{Ms} = 1,25$

Quindi:

per gli 28 M24  $V_{Rd,s}^{group} = 141,9 \cdot 28 = 3973,2 \text{ kN}$

Allora la resistenza di progetto a taglio del sistema è:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,c}, V_{Rd,s}\}$$

Pertanto:

$$V_{Rd} = 831,6 \text{ kN} = 83,16 \text{ t}$$

### 8.4.2.3 Verifica ad azione combinata taglio-trazione

Quindi si può asserire che se si verificasse un sisma di grande intensità, gli ancoraggi appena progettati sarebbero in grado di sopportare una forza pari a:

$$N_{Rd}^{24M16} + V_{Rd}^{28M24} = 80,5 + 83,16 = 163,66 \text{ t}.$$

Tale forza è superiore a quella determinata dall'analisi sismica del sito in esame per lo SLU.

### 8.4.3 Forza in direzione Y

Nella figura che segue è riportata la pianta del piano tipo in cui in maniera schematica sono posti in evidenza le zone di collegamento tra nucleo ed impalcato. Per una forza in direzione Y (come in figura), si ipotizza che gli elementi di collegamento – lato forza, lavorino a trazione; quelli posti in direzione perpendicolare alla forza, a taglio.

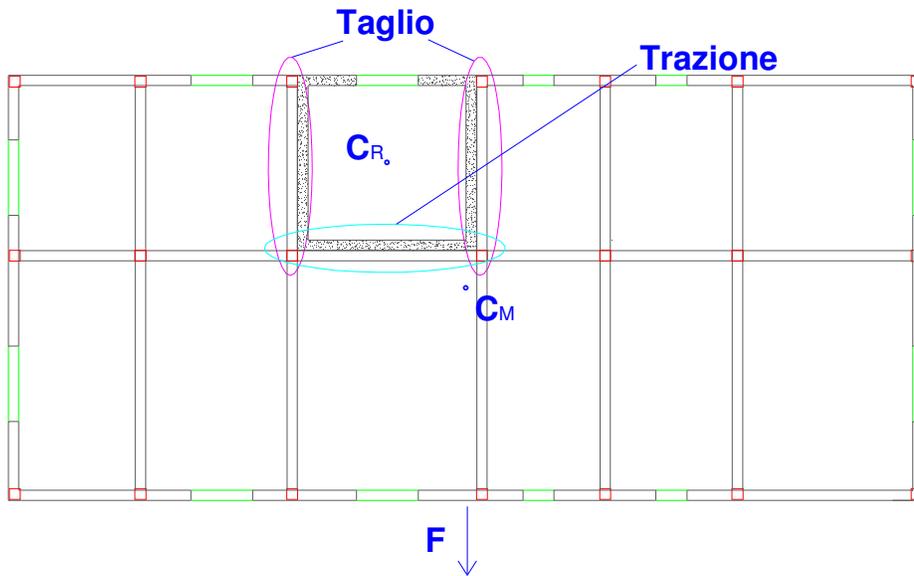


Figura 8.13. Tipo di sforzo negli elementi di collegamento

#### 8.4.3.1 Verifica a trazione degli ancoraggi

Di seguito si riporteranno le medesime verifiche effettuate per il caso precedente senza riportare, per ovvie ragioni, le schede tecniche degli ancoraggi ma solo i risultati dei calcoli effettuati.

La resistenza alla rottura conica del calcestruzzo è calcolata come:

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{A,N} \cdot f_{R,N}$$

Per i profili disposti sulle pareti in direzione X, cioè in questo caso sollecitate a trazione, si dispongono n° 28 M24 disposti su due file in maniera sfalsata con interassi:  $i_3 = 28,21 \text{ cm}$  e  $i_4 = 35 \text{ cm}$  (Figura 8.4).

Pertanto, si hanno:  $f_{A,N} = 0,81$  per l'interasse  $i_3$

$$f_{A,N} = 0,89 \text{ per l'interasse } i_4$$

Mentre essendo:  $c_3 = 240 \text{ mm}$  e  $c_4 = 407,5 \text{ mm}$

Si hanno:  $f_{RN} = 1$

$$f_{RN} = 1$$

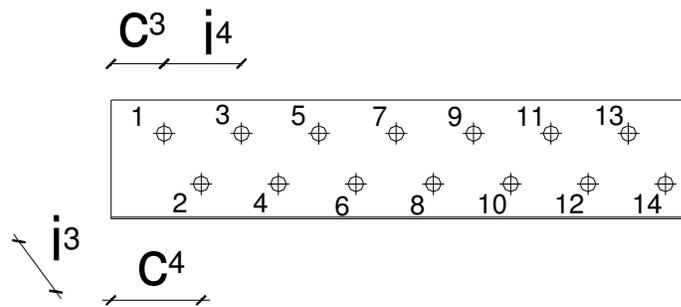


Figura 8.14. Interassi e distanza dal bordo – profilo 510x52,7

Quindi, si ha:

$$N_{Rd,c}^{3,5,7,9,11,13,4,6,8,10,12,14} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{AN}(i_3) \cdot f_{AN}(i_4) \cdot f_{RN}(c_4) = 61,7 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 0,89 \cdot 1 = 44,5 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c}^1 = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{AN}(i_3) \cdot f_{AN}(i_4) \cdot f_{RN}(c_4) = 61,7 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 0,89 \cdot 1 = 44,5 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c}^2 = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{AN}(i_3) \cdot f_{AN}(i_4) \cdot f_{RN}(c_4) = 61,7 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 0,89 \cdot 1 = 44,5 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{Rd,c}^{group} = N_{Rd,c}^1 \cdot 2 + N_{Rd,c}^2 \cdot 2 + N_{Rd,c}^{3,5,7,9,11,13,4,6,8,10,12,14} \cdot 24 = 1246 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto a trazione dell'acciaio  $N_{Rd,s}$  è uguale a 188,3 kN, quindi per l'insieme di ancoraggi considerato vale:

$$N_{Rd,s}^{group} = 188,3 \cdot 28 = 5272,4 \text{ kN}$$

Allora la resistenza di progetto a trazione del sistema è:

$$N_{Rd} = 1246 \text{ kN} = 124,6 \text{ t}$$

### 8.4.3.2 Verifica a Taglio degli ancoraggi

Unitamente alla resistenza a trazione di questi ancoraggi, collabora la resistenza a taglio di quelli disposti in direzione perpendicolare alla forza. Per un sisma proveniente in direzione Y, la sollecitazione di taglio ha direzione  $\beta_2 \cong 58^\circ$  così come in Figura 8.8.

Quindi per  $\beta_2 \Rightarrow f_{\beta,V} = 1,05$ . A favore di sicurezza si considera  $f_{\beta,V} = 1$ .

Anche  $f_{AR,V} = 1$  per quanto detto al caso precedente.

Quindi si determina per un M16:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{\beta,V} \cdot f_{AR,V} = 13,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 13,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c}^{group} = 13,7 \cdot 24 = 328,8 \text{ kN}$$

moltiplicato per due profili:

$$V_{Rd,c}^{group} = 328,8 \cdot 2 = 657,6 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio dell'acciaio  $V_{Rd,s}$  vale:

Dimensione ancorante		M8	M10	M12/	M16	M20	M24
$V_{Rd,s}$	HSL-3	24.9	39.4	57.4	80.9	113.5	141.9
	HSL-3-SH, HSL-3-SK	24.9	39.4	57.4	-	-	-
	HSL-3-G	20.9	27.8	43.4	68.6	113.5	-
	HSL-3-G (solo barra filettata)	11.7	18.6	27.0	50.2	78.4	-

Quindi:

$$\text{per gli 24 M16 } V_{Rd,s}^{group} = 80,9 \cdot 24 = 1941,6 \text{ kN}$$

Allora la resistenza di progetto a taglio del sistema è:

$$V_{Rd} = 657,6 \text{ kN} = 65,7 \text{ t}$$

### 8.4.3.3 Verifica ad azione combinata taglio-trazione

Quindi si può asserire, anche in questo caso, che se si verificasse un sisma di grande intensità, gli ancoraggi appena progettati sarebbero in grado di sopportare una forza pari a:

$$N_{Rd}^{28M24} + 2 \cdot V_{Rd}^{24M16} = 124,6 + 65,7 = 190,3 \text{ t.}$$

Tale forza è superiore a quella determinata dall'analisi sismica del sito in esame per lo SLU.

### 8.4.4 Momento torcente di piano

Altra importante considerazione da effettuare per poter sostenere che gli elementi di collegamento sono ben dimensionati ed in grado di resistere ad un sisma di grande intensità, è quella dovuta alla nascita del momento torcente di piano.

Al capitolo VI si è visto come, essendo il centro delle rigidezze eccentrico rispetto al centro delle masse, al nascere di una forza di piano, questa genera un momento torcente di piano. Tale momento torcente verrà trasmesso ancora una volta dal solaio alle tre pareti del nucleo in calcestruzzo armato.

In questa verifica si effettuano le seguenti ipotesi semplificative:

- ogni parete assorbe un momento pari a  $\frac{M_{torc}}{3}$  ;
- il momento agente su ogni parete del nucleo è pari allo sforzo assiale agente in corrispondenza del nodo per la lunghezza della parete

$$M_{torc} = F \cdot e_y = 161 \cdot 3,67 \cong 591 \text{ tm}$$

$$N = \frac{M_{torc} / 3}{L_1} = \frac{197}{5,1} \cong 40 \text{ t} = N_{traz} = N_{compr}$$

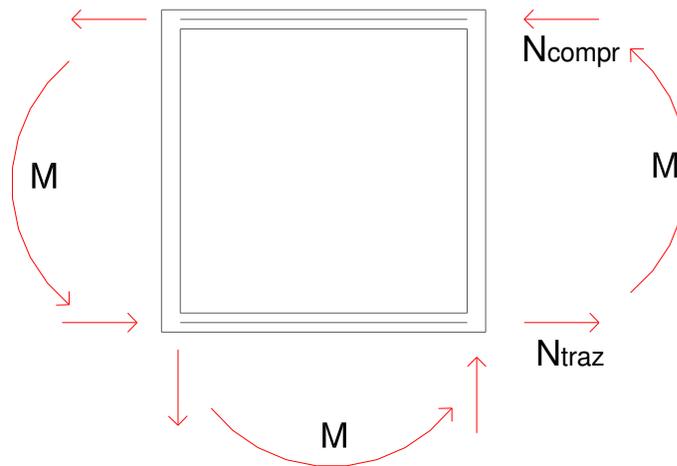


Figura 8.15. Effetto tira e spingi sul nucleo dovuto al momento torcente di piano

Forza in **direzione X**:

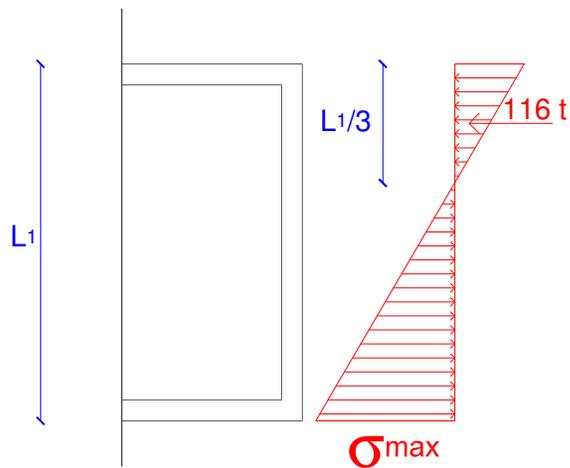


Figura 8.16. Sollecitazioni sul nucleo dovute al momento torcente

Quindi per il calcestruzzo che lavora a compressione:

$$\frac{\sigma_{\max}}{2} \cdot \frac{L_1}{3} \cdot s = N_{\text{compr}}$$

dove  $s$  è lo spessore del solaio ed è circa uguale a 10 cm, considerando lo spessore del pannello e un piccolo contributo dato dai travetti.

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{2 \cdot N_{\text{compr}}}{s \cdot \frac{L_1}{3}} = \frac{2 \cdot 40\,000}{10 \cdot 170} \cong 47,1 \text{ kg/cm}^2 < 113 \text{ kg/cm}^2 = f_{cd}$$

e per gli ancoraggi che lavorano a trazione:

$$N_{\text{traz}}(2/3 \cdot 24 \text{ M16}) + V_{Rd}(28 \text{ M24}) = 2/3 \cdot 80,6 + 83,16 \cong 137 \text{ t}$$

$$\Rightarrow 40 \text{ t} < 137 \text{ t}$$

Forza in **direzione Y**:

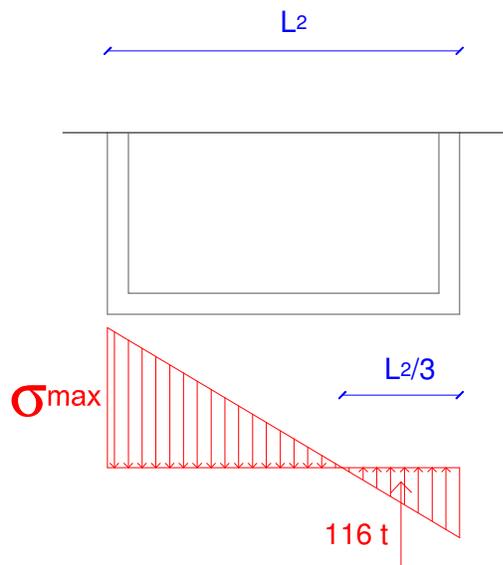


Figura 8.17. Sollecitazioni sul nucleo dovute al momento torcente

In questo caso  $s$  lo si considera pari a 7,5 cm (spessore del pannello) in quanto, in questa direzione, non si hanno travetti collaboranti:

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{2 \cdot N}{s \cdot \frac{L_2}{3}} = \frac{2 \cdot 40\,000}{7,5 \cdot 173,3} \cong 62 \text{ kg/cm}^2 < 113 \text{ kg/cm}^2 = f_{cd}$$

A trazione:

$$N_{\text{traz}}(2/3 \cdot 28 \text{ M24}) + V_{Rd}(2 \cdot 24 \text{ M16}) = 2/3 \cdot 124,6 + 2 \cdot 32,88 \cong 149 \text{ t}$$

$$\Rightarrow 40 \text{ t} < 149 \text{ t}$$

### 8.4.5 Collegamento acciaio-legno

Il tipo di collegamento che si affronta in questo paragrafo riguarda quello tra il profilo d'acciaio e la trave in legno lamellare.

Nelle unioni acciaio-legno è necessario effettuare alcune considerazioni sullo spessore delle piastre quindi, nel caso in esame, di quella del profilo.

La normativa definisce *piastre spesse* quelle piastre aventi spessori maggiori o uguali al diametro del connettore ( $t \geq d$ ), e *piastre sottili* quelle piastre aventi spessori minori o uguali alla metà del diametro del connettore ( $t \leq 0,5 d$ ).

La capacità portante caratteristica per ciascuna sezione resistente e per ogni mezzo di unione in unioni a *una sezione resistente con elemento esterno di acciaio* sarà assunta come il minore dei valori ottenibili mediante le formule riportate sotto, così come riportate nel documento Nicole. Esse sono in funzione dei seguenti parametri meccanici e geometrici:

$t_1$  spessore del legno;

$f_{h,1,k}$  resistenza caratteristica a rifollamento dell'elemento ligneo caratterizzato dallo spessore;

$d$  diametro del connettore;

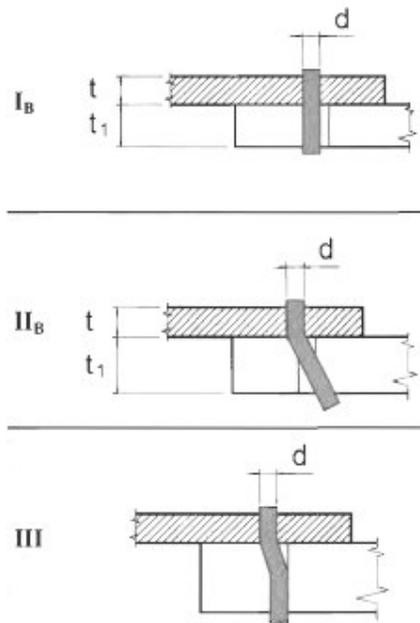
$M_{y,k}$  valore caratteristico del momento di snervamento del connettore;

$R_k$  valore caratteristico della resistenza a taglio della connessione per singolo piano di taglio.

$$R_k = f_{h,1,k} t_1 d \quad (\text{modalità di rottura } I_B)$$

$$R_k = f_{h,1,k} d t_1 \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] \quad (\text{modalità di rottura } II_B)$$

$$R_k = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d} \quad (\text{modalità di rottura } III_B)$$



I mezzi di unione usati prevalentemente per connettere piastre di acciaio con elementi lignei sono le viti.

Si ipotizza pertanto di utilizzare viti a testa svasata piana della SPAX del diametro nominale di 12 mm di 450 mm di lunghezza.

Per il calcolo della resistenza a taglio di viti sollecitate ortogonalmente alla direzione dell'asse il documento Nicole propone di seguire, se si tratta di diametri nominali superiori agli 8 mm, le indicazioni per gli spinotti.

Il documento Nicole propone di utilizzare per il calcolo del momento di plasticizzazione, le stesse formule proposte per i chiodi e per i bulloni utilizzando il diametro nominale della vite solo se la parte liscia del gambo è almeno pari a 4 volte il diametro nominale della vite: in tal caso, infatti, si può assumere che il comportamento sia totalmente garantito dalla porzione a gambo liscio della vite.

Anche per quanto riguarda le distanze minime dai bordi e gli interassi minimi, Nicole rimanda, per diametri superiori agli 8 mm, alle indicazioni fornite per gli spinotti.

Quindi si determinano:

- Momento caratteristico di snervamento:

$$M_{y,k} = 0,08 \cdot f_{u,k} \cdot d^3$$

dove  $f_{u,k}$  è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio e  $d$  il diametro della vite. Allora:

$$M_{y,k} = 0,08 \cdot 520 \cdot 12^3 = 71885 \text{ Nmm}$$

- Resistenza al rifollamento:

$$f_{h,1,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$$

dove  $\rho_k$  è la massa volumica caratteristica del legno lamellare Gl28h in  $kg/m^3$ . Quindi

$$f_{h,1,k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 12)410 = 29,6 \text{ N/mm}^2$$

Ora si determina il minimo valore di  $R_k$  tra i tre sopra citati.

$$\Rightarrow R_k = 2,3\sqrt{71885 \cdot 29,6 \cdot 12} = 11622 \text{ N} = 1,16 \text{ t}$$

Pertanto per sopportare una forza di piano ottenuta dall'analisi sismica allo SLU, pari cioè a 161 t, saranno necessarie:  $\frac{161}{1,16} \cong 140$  viti.

Partendo dalla minima distanza dal bordo nella direzione della sollecitazione:  $a_{3t} = 7d = 84 \text{ mm}$  si determinano esattamente il numero di viti per ogni lato del nucleo in calcestruzzo:

$$510 - 2 \cdot 8,4 = 493,2 \text{ cm} \text{ sul quale si disporranno } n^\circ 69 \text{ viti:}$$

$$\Rightarrow \frac{493,2}{69} \cong 7,1 \text{ cm}$$

e sulla parete perpendicolare:

$$520 - 2 \cdot 8,4 = 503,2 \text{ cm} \text{ sul quale si disporranno } n^\circ 71 \text{ viti:}$$

$$\Rightarrow \frac{503,2}{71} = 7 \text{ cm}$$

Le normative prescrivono inoltre delle condizioni limite riguardo all'interasse tra i connettori e le distanze dai bordi. Anche in questo caso, il documento Nicole rimanda alle indicazioni fornite per gli spinotti. Si verifica quindi che:

- l'interasse tra le viti sia maggiore di  $a_1 = (3 + 2 \cos \alpha)d$  in direzione parallela alla fibratura;

- la distanza dal bordo dell'estremità sollecitata della trave sia maggiore di  $a_{3t} = 7d$ ;
- la distanza dal bordo non sollecitato sia maggiore di  $a_{4,t} = (2 + 2\text{sen}\alpha)d$ .

Dove  $\alpha$  è l'angolo tra la forza e la direzione della fibratura e pertanto nel caso in esame essendo variabile tra  $0^\circ$  e  $90^\circ$  lo si considera pari a  $45^\circ$ .

Quindi si hanno:

$$a_1 = (3 + 2 \cdot 0,7)12 = 52,9 \text{ mm} < 70 \text{ mm}$$

$$a_2 = 84 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} = (2 + 2 \cdot 0,7)12 = 40,9 \text{ mm} < 154 \text{ mm} = (320 - 12) / 2$$

Mentre per una forza proveniente in direzione Y, le viti dovrebbero essere distribuite, in maniera approssimata, su una lunghezza pari a  $510+520+510 = 1540 \text{ cm}$  e quindi con un passo di  $\frac{1540}{140} = 11 \text{ cm}$ , in quanto tutte danno contributo alla resistenza al taglio. Quindi si elige la prima soluzione in quanto più duttile e robusta per far fronte ad una situazione più penalizzante.

Il numero totale di viti predisposto è quindi  $(2 \cdot 69) + 71 = 209$ .



Figura 8.18. Interassi e distanze dal bordo delle viti nel profilo 510x320

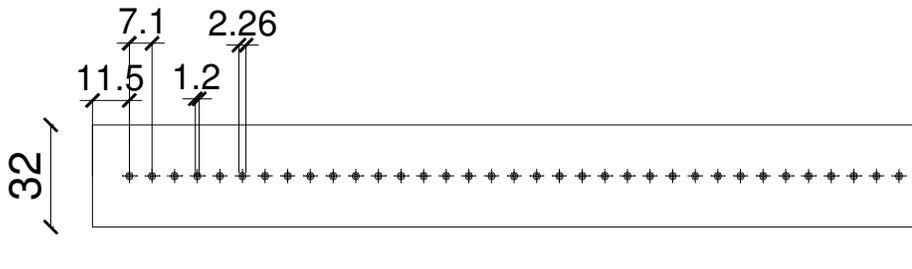


Figura 8.19. Interassi e distanze dal bordo delle viti nel profilo 520x320

#### 8.4.6 Collegamento legno-legno

In quest'ultima analisi si effettua lo studio degli elementi di collegamento tra il pannello di solaio a strati incrociati e le travi. Tale unione è realizzata, ancora una volta, con elementi metallici per garantire la massima duttilità. Si decide di utilizzare, chiodi con le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

$d = 6 \text{ mm}$  diametro;

$l = 120 \text{ mm}$  lunghezza;

$f_u = 900 \text{ N/mm}^2$  resistenza ultima a trazione

e si procede quindi alla determinazione del loro numero, interasse e distanza dal bordo.

Nel documento Nicole viene prescritto che vengano adottati, nel caso di unioni legno-pannello, per pannelli di compensato, i seguenti valori di resistenza al rifollamento:

$$f_{h,k} = 0,11 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}$$

dove:

$f_{h,k}$  è espressa in  $\text{N/mm}^2$

$\rho_k$  è la massa volumica del pannello in  $\text{kg/m}^3$

$d$  è il diametro del chiodo in mm

$$\Rightarrow f_{h,k} = 0,11 \cdot 420 \cdot 6^{-0,3} \cong 27 \text{ N/mm}^2$$

Mentre per la trave in legno lamellare la resistenza caratteristica a rifollamento è:

$$f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 410 \cdot 6^{-0,3} = 19,64 \text{ N/mm}^2$$

Si determina quindi:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{19,64}{27} = 0,73$$

E il momento di snervamento, fornito dal documento Nicole per chiodi lisci a gambo tondo, che è pari a:

$$M_{y,k} = 0,13 \cdot f_u \cdot d^3 = 0,13 \cdot 900 \cdot 6^3 = 25272 \text{ Nmm}$$

Il documento Nicole, per le unioni legno-legno, propone le formule di Johansen, dalle quali si determina il valore caratteristico della resistenza a taglio della connessione per singolo piano di taglio che è il minimo tra i seguenti:

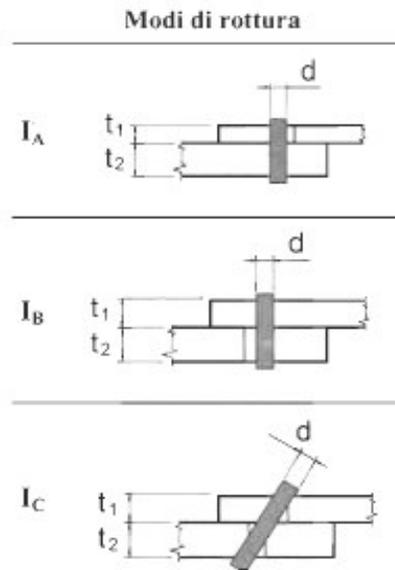


Figura 8.20. Unioni legno-legno ad un piano di taglio

$$R_k^{(1)} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (\text{modalità di rottura } I_A)$$

$$R_k^{(2)} = f_{h,2,k} t_2 d \quad (\text{modalità di rottura } I_B)$$

$$R_k^{(3)} = f_{h,1,k} d \frac{t_1}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$$

(modalità di rottura  $I_C$ )

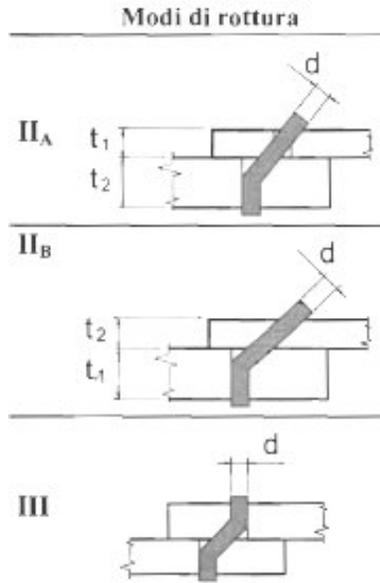


Figura 8.21. Unioni legno-legno ad un piano di taglio

$$R_k^{(4)} = 1,1 \frac{f_{h,1,k} dt_1}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] \quad (\text{modalità di rottura } II_A)$$

$$R_k^{(5)} = 1,1 \frac{f_{h,1,k} dt_2}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} dt_2^2}} - \beta \right] \quad (\text{modalità di rottura } II_B)$$

$$R_k^{(6)} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,k} f_{h,1,k} d} \quad (\text{modalità di rottura } III)$$

Sostituendo si trovano:

$$R_k^{(1)} = 1,21 t$$

$$R_k^{(2)} = 0,53 t$$

$$R_k^{(3)} = 0,38 t$$

$$R_k^{(4)} = 0,45 t$$

$$R_k^{(5)} = 0,266 t$$

$$R_k^{(6)} = 0,30 t$$

Quindi si determina per un valore di resistenza al taglio pari ad

$$R_k^{(5)} = 0,266 t \quad \text{il numero di chiodi:}$$

$$n^{\circ} \text{chiodi} = \frac{161 t}{0,266 t} \cong 606 \text{ da distribuire lungo i tre profili.}$$

In questo caso si ipotizza che il solaio, collaborando in maniera uniforme su tutta la superficie del piano, trasmetta attraverso i collegamenti una forza che si distribuisce uniformemente sia questa proveniente da una direzione X che da una direzione Y.

Si decide di disporre n°200 chiodi lungo le due pareti di lunghezza 510 cm e n°206 chiodi lungo la parete di lunghezza 520 cm, disponendoli in entrambi i casi su tre file dove la distanza dal bordo per entrambi i casi è determinata da  $a_{3t} = (10 + 5|\cos \alpha|)d$  che nel caso più sfavorevole ( $\alpha = 0^{\circ}$  angolo tra la forza e la direzione della fibratura) è pari a 9 cm.

Si pone, a favore di sicurezza una distanza da tutti i bordi pari a 10 cm.

Quindi:

$$\frac{510 - 20}{200/3} = 7,35 \rightarrow 7,3 \text{ cm è il passo tra i chiodi disposti sul}$$

profilo più corto;

$$\frac{520 - 20}{206/3} = 7,28 \rightarrow 7,2 \text{ cm è il passo tra i chiodi disposti sul}$$

profilo più lungo.

In entrambi i casi il minimo interasse richiesto è:

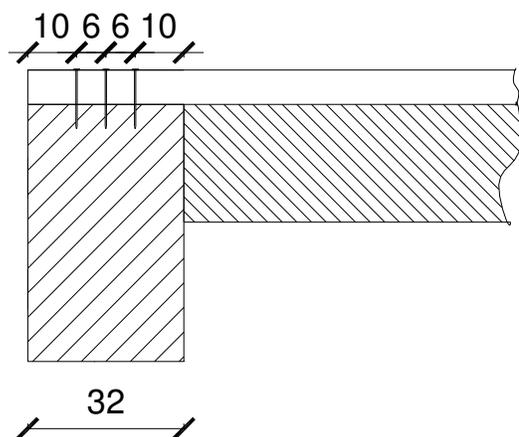
$$a_1 = (5 + d|\cos \alpha|)d = 6,6 \text{ cm}$$

L'interasse tra tutti i chiodi è determinato lasciando sempre una distanza dai bordi della trave di 10 cm, quindi:

$$\frac{32 - 20}{2 \text{ interassi}} = 6 \text{ cm}$$

dove il minimo prescritto dal documento Nicole è:

$$a_2 = 5d = 3 \text{ cm}$$



**Figura 8.22. Particolare di collegamento tra pannello di solaio e travi**

Anche in questo caso sono stati rispettati le distanze dai bordi, gli interassi tra gli elementi e le dimensioni di questi nel rispetto dei requisiti normativi e senza tener in considerazione delle loro risorse plastiche.

## ***Conclusioni***

Il progetto originale ricevuto in consegna dalla Holzbau S.p.A. presentava delle caratteristiche costruttive che si è deciso di mantenere quali la presenza del vano scale ascensore in cemento armato, e dei particolari costruttivi che invece è stato necessario sostituire con nuove soluzioni a causa della grande differenza di intensità di forze dal sito reale a quello ipotizzato.

La coesistenza di materiali con caratteristiche meccaniche e di resistenza così differenti tra loro, come il cemento armato e il legno lamellare, ha portato al ragionevole dubbio di valutare in maniera oculata quelli che sono gli elementi di collegamento, ossia i punti di trasmissione delle forze. Osservazione peraltro confermata dalla determinazione del centro delle rigidezze che si trova pressoché baricentrico al nucleo ed eccentrico rispetto a quello delle masse.

Una volta determinate le forze di piano e l'eccentricità tra i due centri di masse e rigidezze, vista l'importanza di entrambe, e vista l'incertezza incontrata nella scelta della tipologia strutturale al fine di eligere il fattore di struttura proposto dalle Norme tecniche per le Costruzioni, si è scelto di trascurare qualunque forma di dissipazione energetica e di progettare appunto i collegamenti con un fattore di struttura pari ad 1.

Ad analisi terminata, si può concludere che un edificio di tre piani con le caratteristiche strutturali di quello analizzato, seppur localizzato in un'area geografica con un'elevata accelerazione al suolo, rimane in campo elastico lineare. A seguito di un forte sisma la struttura non subisce danneggiamenti ai componenti strutturali e neppure una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali. Pertanto le prestazioni ottenute sono superiori a quelle richieste dalla normativa.

L'importanza di studiare in maniera oculata i punti di trasmissione delle forze progettando quindi i nodi di collegamento diventa fondamentale

## Conclusioni

se si pensa che con gli attuali programmi di calcolo probabilmente tale problematica non sarebbe emersa.

## **BIBLIOGRAFIA**

- M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena (2009) *Strutture in Legno*, Milano, HOEPLI
- Tobriner, S. (1997) "La casa baraccata: un sistema antisismico nella Calabria del XVIII secolo", *Costruire in laterizio*, 56, pp. 110-115
- P. Gattuso "Un sistema costruttivo antisismico applicato in Calabria: la casa baraccata" in Atti del Convegno nazionale di Archeometria (Ravello, 6-7 febbraio 2003) a cura di G. Mirocle Crisci e C. Gattuso, EDIPUGLIA, Bari 2006, pp. 167-175
- C. Barocci (1990) "La casa antisismica: prototipi e brevetti", Università degli Studi di Reggio Calabria, GANGEMI EDITORE
- Prof. Laner Franco (2010), "Le nuove NTC e le opportunità progettuali col legno e derivati", atti del Seminario di architettura e progettazione statica e sismica delle strutture di legno, Pescara, 30 settembre 2010.
- Bernasconi Andrea, Piazza Maurizio (2010), prontuario 5, *Il calcolo delle strutture di legno*, promo\_legno
- D.M. 14 gennaio 2008, in materia di "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Elia Terzi, *Experimental and theoretical report of the seismic behaviour of a wood framed construction system*, World Conference of Timber Engineering, 2010, Riva del Garda.

## **SITOGRAFIA**

- [www.progettosofie.it](http://www.progettosofie.it)
- Regione Toscana, Facoltà di Ingegneria di Firenze - Dipartimento Ingegneria Civile e Ambientale (2009) *Linee guida per l'Edilizia in legno in Toscana*.

< <http://www.scribd.com/doc/19089678/Linee-Guida-Per-IEdilizia-in-Legno-in-Toscana-2009>>

- “Chiarimenti su platform frame”  
<<http://www.ingegneri.info/forum/viewtopic.php?f=2&t=37812>>
- Manuale del geometra, Gottfried Arie (a cura di)  
<[http://www.proctorspa.it/customizing/downloads/Manualeedelgeometra\\_estrattoCAP4.pdf](http://www.proctorspa.it/customizing/downloads/Manualeedelgeometra_estrattoCAP4.pdf)>
- [www.promolegno.com](http://www.promolegno.com)
- Sistemi costruttivi, Sistema a Telaio “*Dolomiti Plus*”  
[http://www.liveille.com/pagine/dettaglio/sistemi\\_costruttivi,13/sistema\\_dolomiti\\_plus,69.html](http://www.liveille.com/pagine/dettaglio/sistemi_costruttivi,13/sistema_dolomiti_plus,69.html)
- Deformazioni, Carlo Palatella  
<http://digilander.libero.it/carlopala/08legno/defese.htm>
- HILTI (prodotti di ferramenta)  
[https://www.hilti.it/holit/page/module/home/home\\_main.jsf](https://www.hilti.it/holit/page/module/home/home_main.jsf)
- Collegamenti, Prof. Ario Ceccotti  
[http://www.fierabolzano.it/bauschau2005/congress/ceccotti\\_II\\_lig\\_nomec2005.pdf](http://www.fierabolzano.it/bauschau2005/congress/ceccotti_II_lig_nomec2005.pdf)

# ALLEGATI

## Allegato 1

Coefficienti di maggiorazione del carico assiale per elementi in legno sollecitati a carico di punta.

COEFFICIENTI DI MAGGIORAZIONE DEL CARICO ASSIALE PER ELEMENTI IN LEGNO SOLLECITATI A CARICO DI PUNTA.													
Nome: <b>DIN</b> Tipo di legno: <b>CONIFERE</b>													
$\lambda$	$\sigma$	$\lambda$	$\sigma$	$\lambda$	$\sigma$	$\lambda$	$\sigma$	$\lambda$	$\sigma$	$\lambda$	$\sigma$	$\lambda$	$\sigma$
10	1,04	50	1,42	90	2,58	130	5,07	170	8,67	210	11,92	250	15,18
11	1,04	51	1,44	91	2,62	131	5,15	171	8,75	211	12,01	251	15,27
12	1,05	52	1,46	92	2,66	132	5,23	172	8,83	212	12,09	252	15,36
13	1,05	53	1,48	93	2,71	133	5,31	173	8,91	213	12,17	253	15,45
14	1,06	54	1,50	94	2,75	134	5,39	174	9,00	214	12,25	254	15,54
15	1,06	55	1,52	95	2,79	135	5,48	175	9,08	215	12,33	255	15,63
16	1,06	56	1,54	96	2,83	136	5,56	176	9,16	216	12,41	256	15,72
17	1,07	57	1,56	97	2,87	137	5,64	177	9,24	217	12,49	257	15,81
18	1,07	58	1,58	98	2,92	138	5,72	178	9,32	218	12,58	258	15,90
19	1,08	59	1,60	99	2,96	139	5,80	179	9,40	219	12,66	259	15,99
20	1,08	60	1,62	100	3,00	140	5,88	180	9,48	220	12,74	260	16,08
21	1,09	61	1,65	101	3,06	141	5,97	181	9,57	221	12,82	261	16,17
22	1,09	62	1,67	102	3,13	142	6,05	182	9,65	222	12,90	262	16,26
23	1,10	63	1,70	103	3,19	143	6,14	183	9,73	223	12,98	263	16,35
24	1,11	64	1,72	104	3,25	144	6,23	184	9,81	224	13,06	264	16,44
25	1,12	65	1,75	105	3,32	145	6,32	185	9,89	225	13,15	265	16,53
26	1,12	66	1,78	106	3,38	146	6,40	186	9,97	226	13,23	266	16,62
27	1,13	67	1,80	107	3,44	147	6,49	187	10,05	227	13,31	267	16,71
28	1,14	68	1,83	108	3,50	148	6,58	188	10,13	228	13,39	268	16,80
29	1,14	69	1,85	109	3,57	149	6,66	189	10,22	229	13,47	269	16,89
30	1,15	70	1,88	110	3,63	150	6,75	190	10,30	230	13,55	270	16,98
31	1,16	71	1,91	111	3,70	151	6,84	191	10,38	231	13,63	271	17,07
32	1,17	72	1,94	112	3,77	152	6,94	192	10,46	232	13,71	272	17,16
33	1,18	73	1,98	113	3,84	153	7,03	193	10,54	233	13,80	273	17,25
34	1,19	74	2,01	114	3,91	154	7,12	194	10,62	234	13,88	274	17,34
35	1,21	75	2,04	115	3,98	155	7,22	195	10,70	235	13,96	275	17,43
36	1,22	76	2,07	116	4,04	156	7,31	196	10,79	236	14,04	276	17,52
37	1,23	77	2,10	117	4,11	157	7,40	197	10,87	237	14,12	277	17,61
38	1,24	78	2,14	118	4,18	158	7,49	198	10,95	238	14,20	278	17,70
39	1,25	79	2,17	119	4,25	159	7,59	199	11,03	239	14,28	279	17,79
40	1,26	80	2,20	120	4,32	160	7,68	200	11,11	240	14,37	280	17,88
41	1,28	81	2,24	121	4,40	161	7,78	201	11,19	241	14,45	281	17,97
42	1,29	82	2,28	122	4,47	162	7,88	202	11,27	242	14,53	282	18,06
43	1,31	83	2,31	123	4,55	163	7,98	203	11,36	243	14,61	283	18,15
44	1,32	84	2,35	124	4,62	164	8,08	204	11,44	244	14,69	284	18,24
45	1,34	85	2,39	125	4,70	165	8,18	205	11,52	245	14,77	285	18,33
46	1,36	86	2,43	126	4,77	166	8,27	206	11,60	246	14,85	286	18,42
47	1,37	87	2,47	127	4,85	167	8,37	207	11,68	247	14,94	287	18,51
48	1,39	88	2,50	128	4,92	168	8,47	208	11,76	248	15,02	288	18,60
49	1,40	89	2,54	129	5,00	169	8,57	209	11,84	249	15,10	289	18,69
50	1,42	90	2,58	130	5,07	170	8,67	210	11,92	250	15,18	290	18,78