

Università degli Studi di Trento
Università degli Studi di Brescia
Università degli Studi di Padova
Università degli Studi di Trieste
Università degli Studi di Udine
Università IUAV di Venezia

Andrea Polastri

**CARATTERIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO
DI GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE LIGNEE
IN ZONA SISMICA**

Prof. Maurizio Piazza
Prof. Ian Smith

2010

I

UNIVERSITA' DI TRENTO

Ingegneria delle Strutture: modellazione, conservazione e controllo dei materiali
e delle strutture

Coordinatore della Scuola di Dottorato: Prof. Davide Bigoni

Esame Finale: 19 / 04 / 2010

Commissione Esaminatrice:

Prof. Enzo Siviero (Università IUAV Venezia)

Prof. Mario Como (Università di Roma Tor Vergata)

Prof. Gianmarco De Felice (Università di Roma Tre)

Prof. Roberto Crocetti (SP Technical Research Institute of Sweden)

SOMMARIO

La tesi propone uno studio del comportamento in ambito sismico di nodi a parziale o completo ripristino per strutture lignee. Si è scelto di affrontare il problema partendo dallo studio del singolo connettore per arrivare alla comprensione della risposta sismica di una struttura a telaio sismoresistente.

Lo studio ed il progetto di edifici in zona sismica prevede la comprensione approfondita del comportamento della struttura nel suo insieme e dei vari elementi che la compongono in particolare. Le connessioni hanno importanza fondamentale nella risposta di una struttura ad azioni sismiche perché sono l'unica zona in grado di dissipare energia inoltre, determinando la rigidità del sistema, ne individuano il periodo proprio e quindi la posizione all'interno dello spettro di risposta.

In primo luogo si affronta il problema della determinazione della risposta meccanica di unioni legno – legno, ottenute tramite connettori a gambo cilindrico, in termini di legame forza – spostamento. Partendo dai risultati sperimentali di un'estesa campagna di prova su provini push out e ciclici vengono fornite indicazioni sul comportamento di diverse tipologie di connessioni analizzando in modo critico le procedure indicate dalle vigenti normative.

Il corpo centrale della tesi presenta uno studio analitico – numerico - sperimentale finalizzato alla caratterizzazione del comportamento di nodi trave – colonna semirigidi in legno lamellare.

Tramite una trattazione analitica è stato possibile definire un modello in grado di descrivere il comportamento meccanico di nodi semirigidi detti a “raggiera” in termini di curva momento - rotazione. Verranno presentati i risultati di una campagna sperimentale su campioni in scala reale in legno lamellare sottoposti a cicli di carico ad inversione completa. Seguendo le indicazioni normative e applicando il modello analitico, è stato possibile caratterizzare il comportamento ciclico, dei nodi in esame, in termini di resistenza, rigidità, capacità deformative, ed infine ricavando andamento della resistenza residua e delle capacità dissipative. La caratterizzazione del nodo ha permesso l'implementazione di un modello agli elementi finiti, analisi pushover, volto alla predizione del comportamento di telai multipiano lignei a “nodi rigidi” sollecitati da evento sismico. I risultati forniti dal modello permettono di stimare il fattore di struttura per la tipologia costruttiva in esame.

SUMMARY

The thesis investigates the seismic behaviour of moment resisting joint in timber structures. The problem is analyzed starting from the single connector to get the understanding of seismic response of a complete frame structure.

The design of earthquake resistant timber structures requires a deep knowledge of the mechanical behaviour of the structure as a whole and of its single component elements, especially for what concerns ductility and energy dissipation capability. In many timber structures, the ability to absorb kinetic energy and to attenuate effects of large amplitude ground motions is strongly dependent on energy dissipation associated with plastic deformation of metal parts in mechanical connections.

The first part of the thesis illustrates some recent researches on timber joints assembled with traditional and innovative dowel type connectors. Experimental results are presented in terms of force-displacement relationship for specimens tested under monotonic procedure, or in terms of hysteretic diagrams for specimens tested under cyclic procedure. The goal is to find out some quantitative values from the experimental data, in order to characterize the ductility and dissipation capability of timber joints, taking into account the definition proposed by Standards for the design of earthquake resistant structures.

The last chapters of the thesis present an analytical - numerical - experimental study aimed at the characterization of beam – to – column moment resisting joint behaviour.

Through theoretical analysis it is possible to define a model able to describe the mechanical behaviour of tested moment resisting joint in terms of moment – rotation curve. The primary experiments are static and cyclic deformation tests on large timber moment connections. According to the standards, and applying the analytical model it is possible to obtain a reliable prediction of the resistance mechanism of each tested joint, but also to correct values of initial stiffness, maximum slip capability, reduction of resistance under fully reversed loading cycles and energy dissipation capacity.

The mechanical characterization of the joint enables the implementation of a finite element model, aimed at predicting the seismic behaviour of wood multi-storey frames. The pushover analysis, performed through the FEM model, enables to assess the behaviour factors for frames built using the different typology of joint studied within the thesis.

RINGRAZIAMENTI

Ringrazio i Professori Maurizio Piazza e Ian Smith che mi seguirono con pazienza, grande professionalità ed entusiasmo nel corso degli anni di Dottorato.

Per i consigli ed il lavoro realizzato assieme, presso il Laboratorio di Prova Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università di Trento, ringrazio Ivan Brandolise, Luca Corradini, Tiziano Dalla Torre, Alfredo Pojer e l'ingegner Marco Molinari.

Ricordo infine con piacere e riconoscenza i tesisti Alberto Amadori, Ernesto Callegari ed i colleghi Dottorandi e Ricercatori del gruppo di lavoro del Professor Piazza.

Si ringrazia la Fondazione Cassa di Risparmio di Trento e Rovereto per la sensibilità dimostrata nel cogliere il valore della ricerca per l'evoluzione delle strutture in legno e per la conseguente ricaduta che essa può avere nel mondo produttivo trentino, avendo sostenuto finanziariamente gli ultimi importanti mesi di studio e di stesura della Tesi di Dottorato.

INDICE

1. INTRODUZIONE

1.1 Background	1
1.2 Obbiettivi	3
1.3 Metodi di analisi	3
1.4 Limiti	5
1.5 Organizzazione della tesi	7

2. CARATTERIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO DI GIUNTI PER STRUTTURE LIGNEE IN ZONA SISMICA

2.1 Introduzione	
2.1.1 <i>Strutture lignee in zona sismica</i>	9
2.1.2 <i>Metodologie di prova per connessioni legno – legno</i>	11
2.2 Caratterizzazione del comportamento di connessioni legno – legno sollecitate da carico monotonicamente crescente	
2.2.1 <i>Metodi per interpretare i risultati di prove push out monotone</i>	14
2.2.2 <i>Analisi sperimentale, prove su connessioni tradizionali, connettori metallici a gambo cilindrico</i>	18
2.2.3 <i>Punto di snervamento e duttilità</i>	21
2.2.4 <i>Fase elastica, rigidità iniziale</i>	26
2.2.5 <i>Resistenza e sovraresistenza</i>	33
2.3 Caratterizzazione del comportamento di connessioni legno – legno sollecitate da carichi ciclici	
2.3.1 <i>Procedura di prova ciclica, metodi per la stima delle capacità dissipative della connessione</i>	40
2.3.2 <i>Analisi sperimentale, prove cicliche su connessioni a viti inclinate</i>	43
2.3.3 <i>Implementazione della procedura di prova ciclica ed</i>	

	<i>interpretazione dei risultati</i>	45
2.3.4	<i>Resistenza, rigidezza e capacità dissipative del nodo</i>	55
3. GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE IN ZONA SISMICA		
3.1 Introduzione		
3.1.1	<i>Strutture in legno, sistemi costruttivi</i>	61
3.1.2	<i>Telai sismoresistenti, giunti a ripristino di momento</i>	65
3.2 Tipologia di connessione studiata		
3.2.1	<i>Nodi a raggiera, descrizione geometrica</i>	68
3.2.2	<i>Nodi a raggiera, rotture per splitting</i>	70
3.2.3	<i>Limiti dell'indagine numerico sperimentale</i>	73
4. GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE IN ZONA SISMICA – APPROCCIO ANALITICO		
4.1 Introduzione		
4.1		76
4.2 Scomposizione delle forze		
4.2		80
4.3 Taglio interno al nodo		
4.3		85
4.4 Momenti e rotazioni teorici		
4.4.1	<i>Momento di primo snervamento</i>	87
4.4.2	<i>Rotazione di primo snervamento</i>	89
4.4.3	<i>Momento ultimo</i>	91
4.4.4	<i>Rotazione ultima</i>	93
4.4.5	<i>Momento ultimo con comportamento incrudente dei connettori</i>	95
4.4.6	<i>Rigidezza rotazionale elastica del giunto</i>	96
5. GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE IN ZONA SISMICA – ANALISI SPERIMENTALE		
5.1 Introduzione		
5.1		98
5.2 Materiali e modalità di prova		
5.2.1	<i>Prove sui materiali</i>	102
5.2.2	<i>Protocollo di prova</i>	105
5.2.3	<i>Descrizione setup di prova</i>	106
5.2.4	<i>Descrizione strumenti di misura</i>	107
5.3 Rielaborazione dei risultati sperimentali		
5.3.1	<i>Descrizione prova tipo, Test T08</i>	109
5.3.2	<i>Test T00</i>	113
5.3.3	<i>Test T01</i>	114
5.3.4	<i>Test T06</i>	115
5.3.5	<i>Test T07</i>	116
5.3.6	<i>Test T08</i>	118
5.3.7	<i>Test T09</i>	119

5.3.8	<i>Test T10</i>	120
5.3.9	<i>Confronti</i>	121
5.4	Analisi dei risultati sperimentali, resistenza	
5.4.1	<i>Resistenza delle sezioni</i>	124
5.4.2	<i>Resistenza teorica delle connessioni</i>	126
5.4.3	<i>Calcolo dei momenti resistenti</i>	130
5.4.4	<i>Confronto fra resistenze teoriche e resistenze sperimentali</i>	
5.5	Analisi dei risultati sperimentali, curva momento-rotazione prova T08	
5.5.1	<i>Bilatera con ramo post-elastico non incrudente, valori caratteristici</i>	135
5.5.2	<i>Bilatera con ramo post-elastico non incrudente, valori sperimentali</i>	136
5.5.3	<i>Bilatera con ramo post-elastico incrudente, valori sperimentali</i>	137
5.5.4	<i>Confronto fra bilatere e curva sperimentale</i>	138
5.6	Analisi dei risultati sperimentali, capacità dissipative dei giunti	
5.6.1	<i>Giunti T08 e T09: caratterizzazione del comportamento in campo sismico</i>	143
5.6.2	<i>Giunti T06 e T10: caratterizzazione del comportamento in campo sismico</i>	147

6. GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE IN ZONA SISMICA – ANALISI NUMERICA

6.1	Introduzione	
6.1.1	<i>La plasticità nelle progettazione sismica</i>	149
6.1.2	<i>Il fattore di struttura</i>	155
6.1.3	<i>Indicazioni normative</i>	157
6.2	Analisi numeriche pushover agli elementi finiti	
6.2.1	<i>Il metodo</i>	160
6.2.2	<i>Applicazione a telai sismoresistenti in legno lamellare</i>	165
6.2.3	<i>Modellazione delle cerniere plastiche</i>	166
6.2.4	<i>Caso studio</i>	169
6.2.5	<i>Curve di capacità</i>	174
6.2.7	<i>Verifiche di spostamento</i>	178
6.2.8	<i>Verifiche di resistenza</i>	180
6.2.9	<i>Determinazione del fattore di struttura “q”</i>	182

7. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

7.1	Conclusioni e sviluppi futuri	184
-----	-------------------------------	-----

1. INTRODUZIONE

1.1 Background

Costruzioni interamente realizzate in legno hanno massa nettamente inferiore rispetto ad identiche strutture in cemento armato o acciaio. Se poste in siti caratterizzati da attività sismica presentano quindi un importante vantaggio: le costruzioni in legno sono soggette ad azioni sismiche modeste in virtù, innanzitutto, delle modeste masse coinvolte.

Lo sviluppo e la diffusione di sistemi costruttivi in legno a setti portanti secondo diverse modalità realizzative, a parete piena (sistema X-Lam) o intelaiata (sistema platform frame), dimostra la validità e la competitività delle strutture in legno nell'edilizia abitativa. In seguito a diversi studi e prove sperimentali e' stata dimostrata la possibilità di costruire abitazioni multipiano a setti portanti anche in zona sismica ottenendo ottimi risultati in termini di duttilità e capacità dissipativa della struttura a fronte di un evento sismico.

Il sistema costruttivo a telaio investigato dalla presente tesi e' duale al metodo a setti portanti: i telai sono strutture che affidano il trasferimento dei carichi e la stabilità della struttura stessa a sistemi trave-pilastro interconnessi da elementi orizzontali, i solai, che fungono anche da controventi di piano. La tecnologia costruttiva proposta e' in grado di fornire ampi spazi non interrotti da setti; si presta quindi sia all'edilizia abitativa sia ad ospitare attività commerciali e produttive. La progettazione di edifici multipiano intelaiati in legno lamellare incollato in zona sismica richiede però lo sviluppo di giunti a momento in grado di stabilizzare la struttura quando sollecitata da azioni orizzontali. Tali nodi devono resistere a sollecitazioni cicliche, esibendo un buon comportamento duttile. Il sistema investigato fa uso di elementi monodimensionali in legno lamellare connessi tramite elementi metallici; una volta definita la tipologia di connessione trave-pilastro il sistema costruttivo presenterà semplicità di montaggio e una buona versatilità di impiego. Il calcolo della struttura, basato su poche ipotesi ben definite tipiche delle strutture intelaiate, porterà a risultati chiari e di semplice interpretazione da parte del progettista e quindi a modelli di calcolo affidabili.

Lo studio delle connessioni impone una conoscenza approfondita del comportamento reologico dei materiali che ne compongono le varie parti in modo da identificare l'andamento degli sforzi e delle deformazioni date dall'interazione fra i vari elementi caricati. Il legno è soggetto a rifollamento con deformazioni non elastiche; esso inoltre teme le trazioni ortogonali alla fibratura indotte localmente

dall'azione dei connettore oppure dovute alla geometria degli elementi resistenti, ad esempio nel caso delle travi speciali. Lo studio proposto si concentrerà su quei particolari "nodi a momento" che sono in grado di rispondere alle sollecitazioni con un comportamento tipico delle connessioni duttili.

Allo stato attuale è possibile creare giunti a momento nelle strutture di legno; spesso però le soluzioni utilizzate prevedono nodi dispendiosi, poco efficienti che spesso raggiungono il collasso in modo fragile. In letteratura e nelle nuove normative esistono solo poche indicazioni in merito alla corretta progettazione di nodi semirigidi in campo sismico. Scopo della ricerca sarà approfondire le conoscenze sul comportamento dei vari elementi del nodo, arrivando a proporre soluzioni in grado di ovviare ai problemi esposti, in particolare progettare giunti caratterizzati dalla capacità di trasmettere momento e reagire in modo duttile a sollecitazioni cicliche quali i fenomeni sismici, dissipando energia grazie alle deformazioni plastiche dei connettori.

Si è scelto di investigare una particolare tipologia di nodi a completo ripristino di momento, detta nodo a raggiera; tale sistema di connessione è abbastanza diffuso in Italia ed è adottato nella costruzione di portali a due o tre cerniere di grandi dimensioni. Partendo dalla letteratura tecnica, elaborando modelli teorici, sviluppando analisi numeriche e cercando conferma in prove sperimentali, si è cercato di descrivere correttamente le caratteristiche meccaniche degli elementi che formano il nodo e il loro comportamento nelle configurazioni di carico più gravose. Sono state evidenziate le criticità del sistema di connessione tradizionale a raggiera e quindi sono stati proposti accorgimenti tecnici tali da migliorarne le prestazioni.

Tramite la campagna di analisi numerico-sperimentale, relativa a connessioni a completo ripristino di momento della tipologia detta a raggiera, sono state evidenziate una buona resistenza e duttilità del nodo. Sono stati riscontrati maggiori problemi da un punto di vista della rigidità, i nodi realizzati mediante il sistema tradizionale a raggiera singola formata da pochi connettori di diametro elevato hanno messo in luce rigidità insufficienti, non in grado di limitare gli spostamenti orizzontali ai singoli piani entro i limiti imposti dalle normative vigenti. Inoltre le rigidità calcolate rielaborando i dati acquisiti durante le prove di laboratorio sono inferiori di circa il 40% rispetto alle rigidità calcolate utilizzando le formule fornite in letteratura. Sarebbe auspicabile riuscire ad individuare delle leggi in grado di descrivere in modo corretto la rigidità dei nodi studiati e, partendo da queste, cercare di individuare dei sistemi di connessione innovativi in grado di fornire la resistenza, la rigidità e la duttilità necessaria alla creazione di telai multipiano.

1.2 Obiettivi

1. Analizzare i metodi presentati dalle vigenti normative per l'implementazione ed analisi di prove su connessioni lignee, discutere le metodologie di analisi per l'interpretazione del comportamento delle connessioni a sollecitazioni monotone o cicliche.
2. Elaborare metodi di progetto ed analisi di nodi a completo ripristino di momento in strutture lignee. Si è scelto di analizzare una tipologia di nodi a completo ripristino di momento di largo impiego detti "nodi a raggiera".
3. Progettare e testare diverse tipologie di nodi mettendone in luce le caratteristiche meccaniche in termini di resistenza, di rigidezza e prestazioni in campo sismico .
4. Determinare le caratteristiche nella risposta a carichi ciclici richieste a nodi momento resistenti affinché presentino una buona risposta a sollecitazioni sismiche.
5. Studiare la risposta di sistemi strutturali, telai sismoresistenti, costruiti mediante nodi a completo ripristino di momento.

1.3 Metodi di analisi

Lo studio del comportamento di telai sismoresistenti in legno in campo sismico presenta notevoli difficoltà accentuate dalle poche indicazioni a livello bibliografico. In letteratura esistono pochi studi su tipologie di nodi a ripristino di momento in legno ed in particolare studi riferiti al comportamento in campo sismico di strutture pesanti: molti studi sono stati condotti da Università ed Istituti di Ricerca del centro – nord Europa zone dove i problemi legati al sisma sono sentiti con minor interesse. Al contrario esiste un'estesa letteratura relativa al comportamento a carichi ciclici di altre tipologie strutturali in legno quali edifici a setti portanti intelaiati, tipici dell'edilizia abitativa nord americana, neozelandese o giapponese.

Si è scelto di affrontare il problema dello studio del comportamento di nodi semirigidi in campo sismico partendo dallo studio del singolo connettore per arrivare alla comprensione della risposta sismica della struttura a telaio.

Analizzando il problema per gradi si è proceduto come segue studiando:

- il singolo connettore:
 - il legno è un materiale ortotropo con problemi di rottura fragile per trazione perpendicolare la fibratura;

- le connessioni legno-legno con connettori a gambo cilindrico hanno proprietà (resistenza/rigidezza/duttilità) che variano in funzione della tipologia del connettore, del diametro e della direzione della forza rispetto la fibratura;
- è necessario studiare il comportamento elastico (rigidezza iniziale, v_y, F_y) e post elastico (perfettamente plastico, plastico-incrudente, plastico rammollente, fragile) della connessione;
- è necessario definire con precisione le caratteristiche dei materiali componenti la connessione per stabilire e prevedere la sovreresistenza del giunto;
- la singola connessione, giunto o nodo:
 - si è scelto di studiare in particolare una tipologia di nodi a momento detta nodi a raggiera, tale tipologia è utilizzata nella pratica progettuale per la realizzazione di portali a due o tre cerniere;
 - la tipologia di nodi studiati prevede che i connettori sollecitino gli elementi lignei secondo direzioni inclinate rispetto la fibratura;
 - in letteratura si trovano poche indicazioni sulla rigidezza iniziale e soprattutto sul comportamento post-elastico dei nodi in esame;
- la struttura:
 - i telai sismoresistenti proposti hanno travi e pilastri continui e prevedono che i nodi trave colonna siano le uniche zone dissipative. Presentano un comportamento diverso da telai in c.a. o acciaio dove si prevede che le cerniere plastiche si formino sulle colonne in prossimità del nodo.

Lo studio si è avvalso delle indicazioni bibliografiche e date dalle normative. Sono state determinate formulazioni analitiche e sono stati implementati modelli numerici utili alla comprensione e soluzione del problema.

Tramite tali soluzioni numerico-analitiche è stata progettata un'estesa campagna sperimentale indispensabile per:

- validare le ipotesi di partenza;
- verificare le formule di progetto adottate;
- acquisire i parametri indispensabili per l'elaborazione di modelli numerici sofisticati (prove pushover).

Le fasi di ricerca bibliografica, elaborazione di modelli analitici indagini sperimentali e numeriche sono state condotte durante tutto il periodo di tesi intersecandosi e validandosi reciprocamente.

Di fondamentale importanza la fase sperimentale, indispensabile nello studio delle connessioni fra elementi lignei. Questi ultimi sono caratterizzati da problemi

di fragilità locale, causata dalle concentrazioni degli sforzi indotte da connettori a gambo cilindrico, che possono generare trazioni perpendicolari alla fibratura e quindi rotture fragili.

La modellazione tramite modelli agli Elementi Finiti riesce con difficoltà a fornire dati attendibili e cogliere problemi locali legati all'interazione legno-acciaio difficilmente modellabili a causa:

- dell'ortotropia del legno;
- dei problemi di fragilità locale del legno;
- dei problemi legati ai difetti locali del legno (nodi, cretti, variazioni nella direzione della fibratura);
- della capacità locale del legno di plasticizzarsi a causa di pressioni di contatto (rifollamento).

Il percorso partito dall'analisi teorico-sperimentale dei singoli nodi ha portato alla caratterizzazione della risposta di sistemi sismoresistenti a telaio tramite sofisticate analisi pushover.

La modellazione del sistema, alla base di tali analisi, prevede che gli elementi in legno (travi e colonne) vengano schematizzati come elementi monodimensionali in legno continui uniti in corrispondenza dei nodi da elementi fittizi in grado di riprodurre il comportamento elastico e post elastico dei nodi.

Il metodo pushover permette di dedurre il fattore di struttura del telaio e di verificare il telaio stesso; tale metodo prevede che sia rispettato il principio della gerarchia delle resistenze.

1.4 Limiti

I risultati esposti sono validi per la tipologia di connessione studiata, nodi a raggiera. Tali risultati potranno essere estesi a seguito di ulteriori analisi numerico - sperimentali a configurazioni geometriche simili caratterizzate da un numero variabile di connettori e diametro dei connettori variabile.

Il metodo di studio applicato ha carattere generale. Studiando una determinata tipologia di nodi tramite modelli analitico – numerici, validati da prove sperimentali è possibile determinare le caratteristiche meccaniche necessarie per implementare analisi numeriche agli EF in grado di schematizzare il comportamento dell'intera struttura e fornire risposte sul comportamento in campo sismico del telaio.

E' necessario dimostrare che il sistema complesso travi – colonne, unite dai nodi studiati singolarmente come sopra descritto, permetta ai nodi stessi di sviluppare le caratteristiche di dissipazione e duttilità determinate dall'analisi del nodo

avulso dalla struttura. E' indispensabile quindi, in accordo con il principio della gerarchia delle resistenze, evitare rotture locali negli elementi non duttili (travi e colonne).

Il principio della gerarchia delle resistenze, applicabile alle strutture in generale, è di particolare importanza nelle strutture in legno. Elementi lignei monodimensionali, travi e pilastri, hanno un comportamento elasto-fragile: è indispensabile permettere che le zone duttili siano in grado di dissipare energia scongiurando rotture preventive in elementi fragili. Nel caso in esame i nodi devono poter sviluppare le deformazioni necessarie a mobilitare le risorse plastiche indotte dal contatto legno – acciaio, dalle deformazioni del connettore stesso e dall'attrito fra i vari elementi. Tali meccanismi, in grado di dissipare energia, sono attivati a condizione di grandi rotazioni che devono essere permesse dalla struttura nella sua integrità senza che avvengano rotture locali fragili nelle membrature connesse.

Data la complessità del problema si è scelto di studiare i nodi in esame scindendo i problemi legati al momento, generato da eventi sismici, da problemi legati ai carichi verticali. Le analisi numerico – sperimentali sono state condotte nell'ipotesi che l'azione data dal momento sul singolo nodo sia preponderante rispetto quella causata da taglio ed azioni normali.

Un nodo trave – colonna in condizioni di carico generali sarà sollecitato da una combinazione di azioni data da M , V , N . Una trattazione generale imporrebbe l'analisi di tale combinazione di azioni e lo sviluppo di un dominio di interazioni ovvero di un criterio di rottura del nodo per azioni combinate.

Taglio e azioni normali potrebbero aggravare i problemi di splitting ovvero di rotture fragili localizzate nell'area del nodo per azione combinata di taglio e trazione ortogonale la fibratura. Ulteriori studi numerico – sperimentali dovranno essere condotti su portali completi, caricati secondo combinazioni di $M - V - N$ realistiche.

I nodi a momento oggetto dell'indagine analitica, numerica e sperimentale sono nodi assemblati mediante connessioni legno-legno realizzate tramite connettori a gambo cilindrico; non è stata prevista alcuna tipologia di rinforzo in grado di scongiurare problemi di splitting legati a combinazioni di trazione perpendicolare alle fibre e taglio locali. Si è scelto infatti di studiare una tipologia di connessione non rinforzata per comprendere problemi e risorse di una semplice connessione legno – legno con connettori metallici a taglio. Prendendo in considerazione le molteplici strutture industriali costruite in legno è possibile notare come numerosi portali siano stati costruiti tramite giunti a raggiera non rinforzati; è quindi indispensabile comprendere il comportamento di nodi simili a quelli esistenti se sollecitati da azioni sismiche. In secondo luogo in un percorso di ricerca è

essenziale, affrontando un problema complesso, ricondurlo ad un modello di studio semplice, ma allo stesso tempo realistico, tramite ipotesi chiare e riproducibili.

Sarà possibile, in una seconda fase di ricerca o nella pratica progettuale, applicare ai nodi studiati nella zona interessata alla connessione, sistemi di rinforzo quali viti tuttofiletto inserite perpendicolarmente rispetto l'asse degli elementi lignei o incollare sulle facce degli elementi lignei, nella zona del giunto, fogli di compensato strutturale. E' dimostrato che tali tipologie di rinforzo, se messe in atto seguendo le prescrizioni normative, non alterano il comportamento della connessione e sono in grado di contenere problemi di fragilità locale facendosi carico delle componenti di sforzo di taglio e trazione perpendicolare la fibratura date dall'azione dei connettori sugli elementi in legno.

Sono state condotte 12 prove cicliche di laboratorio su nodi trave colonna in scala reale; i campioni testati sono composti da una trave di dimensioni 120 mm x 600 mm x 3410 mm e montanti di spessore variabile, altezza 600 mm e lunghezza complessiva pari a 2812 mm.

La normativa EN 12512 suggerisce una procedura standardizzata per prove cicliche; tale procedura prevede di scalare l'ampiezza dei cicli, da imporre tramite macchina a controllo di spostamento, in funzione del punto di snervamento del provino stesso stimato o ricavato dall'analisi di prove precedentemente condotte. A causa delle notevoli dimensioni dei campioni testati, della grande variabilità di rigidità dei diversi nodi testati, e, soprattutto, dei limiti fisici sulla corsa del martinetto (+/- 250 mm) si è scelto di imporre a tutti i campioni un'identica legge di carico. Il punto di snervamento v_y in base al quale è stata costruita la storia di carico è stato definito pari a 60 mm così da sfruttare tutta la corsa del martinetto per un'ampiezza massima dei cicli pari a 240 mm ($6 v_y$). Il punto di snervamento convenzionale v_y è stato assunto pari allo snervamento stimato per il campione più significativo (nodo T08).

Lo studio ha preso in esame tipologie di connessione realizzabili ed utilizzabili nella pratica costruttiva. Non sono stati però condotti studi specifici sull'ottimizzazione della produzione e su problemi di realizzazione e di assemblaggio in officina ed in cantiere.

1.4 Organizzazione della tesi

Capitolo 2: vengono descritti i concetti alla base della progettazione di strutture lignee in campo sismico. Si affronta il problema della determinazione della

risposta meccanica in termini di grafico forza - spostamento e della duttilità di unioni legno - legno ottenute tramite connettori a gambo cilindrico. Partendo dai risultati sperimentali di un'estesa campagna di prova su provini push out e ciclici vengono fornite indicazioni sul comportamento di diverse tipologie di connessioni analizzando in modo critico le procedure indicate dalle vigenti normative.

Capitolo 3: si presentano le diverse categorie costruttive realizzate mediante elementi lignei in riferimento modalità di trasferimento dei carichi a terra. Ci si soffermerà quindi sulla tipologia a telaio sismoresistente multipiano ed in particolare sulle tecnologie che permettono la realizzazione di nodi a ripristino di momento in legno. Verranno quindi forniti gli elementi utili alla comprensione dei capitoli successivi: descrizione della tipologia di nodi studiati e limiti dell'indagine analitica, sperimentale e numerica in seguito proposta.

Capitolo 4: verrà descritta la trattazione analitica indispensabile alla definizione del comportamento meccanico di nodi semirigidi alla base all'interpretazione dei dati sperimentali e dell'implementazione dei modelli di calcolo agli EF.

Capitolo 5: verranno presentate le prove cicliche in scala reale su campioni in legno lamellare assemblati mediante giunti semirigidi eseguite presso il laboratorio di Prova su Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università degli Studi di Trento. Verrà presentata una sintesi commentata delle rielaborazioni dei dati acquisiti nel corso della campagna sperimentale cui seguirà un'analisi volta alla determinazione dei parametri indispensabili alla caratterizzazione del comportamento ciclico dei nodi in esame. In particolare le caratteristiche di resistenza e rigidità evidenziate dalle prove sperimentali verranno confrontate con resistenza e rigidità calcolate mediante metodi e valori forniti dalle vigenti normative.

Capitolo 6: propone un modello agli elementi finiti (analisi pushover) volto alla predizione del comportamento di telai multipiano lignei a "nodi rigidi" sollecitati da evento sismico. I risultati forniti dal modello permetteranno di stimare il fattore di struttura per la tipologia costruttiva in esame. La capacità dissipativa del sistema stimata tramite modello agli EF verrà confrontata con quella determinata mediante l'analisi delle curve $M - \varphi$ delle prove cicliche di laboratorio secondo le metodologie proposte da normativa.

Capitolo 7: propone le conclusioni e le prospettive future suggerite dall'indagine svolta.

2. CARATTERIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO DI GIUNTI PER STRUTTURE LIGNEE IN ZONA SISMICA

2.4 Introduzione

2.1.1 *Strutture lignee in zona sismica*

Lo studio ed il progetto di strutture in zona sismica prevede la comprensione approfondita del comportamento della struttura nel suo insieme e dei vari elementi che la compongono in particolare.

Le connessioni hanno importanza fondamentale nella risposta di una struttura ad azioni sismiche perché sono l'unica zona in grado di dissipare energia e in secondo luogo perché determinando la rigidità del sistema, ne determinano il periodo proprio e quindi la risposta in termini di spettro di risposta. Analizzando il comportamento di una struttura lignea sottoposta ad azione sismica, a setti portanti o intelaiata, è necessario definire degli spostamenti massimi ai nodi e garantire quindi che le connessioni siano in grado di garantire tali spostamenti senza presentare collassi prematuri fragili. Allo stesso tempo, però, le connessioni devono essere sufficientemente rigide da riuscire a sviluppare la resistenza di calcolo per le deformazioni ammesse ed imposte dalla struttura. Sarà necessario fornire al progettista strumenti validi (rigidezze e capacità deformative della connessione) cosicché sia possibile calcolare correttamente i modi propri di vibrare della struttura, limitandone, entro intervalli ragionevoli, le deformazioni. Definite le caratteristiche di rigidità, resistenza e spostamenti massimi richiesti alla connessione in campo sismico, la connessione stessa dimostrerà una buona risposta ad azioni cicliche se sarà in grado di garantire, per spostamenti elevati, una scarsa perdita di resistenza rispetto la resistenza massima espressa e, allo stesso tempo, un sufficiente livello di dissipazione energetica.

Il calcolo della resistenza di connessioni fra elementi lignei, realizzate mediante connettori a gambo cilindrico, si basa sul modello detto European Yield Model o Johansen Model (Johansen, 1949). Tale modello, adottato dalla maggior parte delle normative in vigore, ad esempio dall' EC5 (CEN, 2004), non è in grado di fornire indicazioni sulla rigidità delle connessioni.

Per strutture in legno soggette ad azioni sismiche, la definizione di duttilità è strettamente legata alla possibilità della struttura di dissipare energia e di permettere grandi deformazioni prima del collasso del sistema strutturale stesso. Nel progetto di strutture lignee vengono quindi adottati i criteri del "capacity

design” in modo tale che la struttura riesca a garantire le necessarie deformazioni plastiche: così come la resistenza di una catena dipende dall’anello più debole, così un anello dotato di buona duttilità può conferire duttilità all’intera catena (Jaspart, 2000). Nel caso di strutture lignee l’anello duttile è rappresentato dalle connessioni (ad esempio connessioni ottenute tramite elementi metallici a gambo cilindrico) mentre gli elementi in legno vengono considerati fragili (Tomasi et. al, 2008).

Per una corretta concezione della struttura basata sul principio della gerarchia delle resistenze è necessario che:

- il progettista riesca a stimare in modo corretto il meccanismo resistente di ogni componente strutturale;
- i materiali siano caratterizzati da un punto di vista meccanico in modo corretto e certo (la resistenza deve essere compresa in un determinato intervallo fissato da un limite inferiore ma anche da un limite superiore);
- i giunti siano caratterizzati in termini di rigidità iniziale, massimo scorrimento ammesso dall’unione, riduzione della resistenza per carichi ciclici ad inversione completa, capacità dissipativi del giunto.

In riferimento alle strutture in legno è opportuno definire in modo chiaro il significato del termine “duttilità”, in seguito verranno descritte le varie accezioni in cui il termine è utilizzato. Nel significato più ampio del termine la duttilità indica la capacità di un materiale, di una connessione o di una struttura di sopportare spostamenti in campo anaelastico senza eccessivo decremento della forza resistente.

Ci si soffermerà, in prima istanza, all’analisi in campo statico delle strutture lignee. Sembra essere poco significativa la definizione di duttilità riferita al comportamento dei singoli elementi lignei, che, tipicamente, presentano rotture fragili. Connessioni fra elementi lignei realizzate tramite connettori metallici a gambo cilindrico riescono invece a sviluppare risposte meccaniche non fragili. In campo statico, un comportamento “duatile” delle connessioni, è indispensabile per:

1. evitare modalità di rottura fragili non contemplate dalla teoria di Johansen. La connessione deve riuscire ad esprimere il carico ultimo previsto dalle vigenti normative, le quali propongono metodi di calcolo basati sul teorema statico, e quindi, ipotizzano un comportamento rigido perfettamente plastico dei materiali (Smith et. al., 1988, Heine, 2001, Jorissen, 1999);
2. garantire un certo grado di redistribuzione degli sforzi all’interno della connessione stessa così da garantire un numero di connettori efficaci pari o superiore a quello calcolato da normativa. Se la capacità di redistribuire gli sforzi

all'interno del nodo è molto alta allora il numero efficace tenderà al numero effettivo dei connettori (Blass,1994). Le osservazioni fin qui svolte si riferiscono a connessioni allo SLE o allo SLU impegnate da spostamenti paragonabili allo spostamento a snervamento, spostamenti dell'ordine di pochi millimetri;

3. in situazioni di carico eccezionali è necessario che le connessioni riescano a garantire scorrimenti elevati dell'ordine dei 15-30 mm. I nuovi requisiti di robustezza strutturale impongono anche alle strutture di legno la capacità di garantire la necessaria sicurezza strutturale in caso di collassi locali tramite la possibilità di creare nuovi percorsi di forze che implicano nuove configurazioni di equilibrio. Nel caso di strutture in legno non è corretto parlare di duttilità legata a concetti di redistribuzione plastica degli sforzi all'interno della struttura. Concetti come la redistribuzione dei momenti per strutture in C.A. o il calcolo plastico di strutture in acciaio non sono estendibili alla progettazione di strutture lignee poiché, in queste ultime, la possibilità di redistribuzione degli sforzi è confinata alle zone di unione fra gli elementi lignei, se progettate oculatamente.

In campo sismico il concetto di duttilità è legata ai concetti di dissipazione energetica e possibilità di raggiungere ampi spostamenti senza la comparsa di rotture fragili.

Un concetto fondamentale per un corretto progetto e quindi un corretto funzionamento delle strutture lignee in campo sismico è il concetto di gerarchia delle resistenze. Poiché gli elementi lignei non hanno alcuna capacità dissipativa è indispensabile far sì che le sollecitazioni sismiche portino in crisi innanzitutto le zone in grado di dissipare energia, ovvero le connessioni. Progettare seguendo il criterio della gerarchia delle resistenze implica conoscere i vari meccanismi resistenti e quindi la resistenza dei vari materiali impiegati, è auspicabile perciò che venga imposto un intervallo (limite inferiore e superiore) noto e normato entro cui le resistenze debbano essere comprese.

2.1.2 Metodologie di prova per connessioni legno - legno

Al paragrafo precedente sono state descritte le proprietà che determinano il comportamento in campo statico e sismico delle connessioni fra elementi lignei; tali proprietà devono essere individuate, in fase sperimentale, tramite una procedura di prova standardizzata in grado di dare risultati univoci, confrontabili e numericamente consistenti.

Le seguenti normative, prodotte dall' European Committee for Standardisation (CEN), forniscono protocollo di prova e metodi di analisi dei dati sperimentali per la caratterizzazione del comportamento di connessioni lignee:

1. European Standard EN 26891:1991 (CEN, 1991) "*Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for the determination of strength and deformation characteristics.*"
2. European Standard EN 12512:2005 (CEN, 2005) "*Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners*"

Altre importanti indicazioni possono essere ricavate dalla normativa sismica europea EN 1998-1 (CEN 2004) "*Design of structures for earthquake resistance Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings*", quest'ultima dedica un breve paragrafo alle strutture lignee, riportando alcune indicazioni relative alle connessioni con connettori metallici a gambo cilindrico.

Si analizzano le normative citate, mettendone in luce i limiti e quindi le procedure di prova ed interpretazione dei dati, utili al calcolo della duttilità e delle caratteristiche di dissipazione delle connessioni.

Nel Paragrafo 2.2 verranno analizzate diverse tipologie di connessione legno – legno ottenute mediante connettori a gambo cilindrico. Verranno discusse le indicazioni normative e da letteratura relative alla procedura di prova e di analisi per la caratterizzazione del comportamento di tali giunti utilizzati in strutture lignee in zona sismica. In particolare ci si soffermerà sulla definizione della duttilità D del giunto ottenuta partendo dall'analisi di prove sperimentali monotone, verrà presentato e discusso il comportamento meccanico in termini di curva $F-v$ di diverse tipologie di connessione mettendone in evidenza rigidità iniziale e scorrimento massimo ammesso dall'unione. I risultati sperimentali verranno elaborati in modo da evidenziare i fattori di sovrarresistenza calcolati partendo dalla definizione della resistenza reale del materiale di cui è costituito il giunto, comparata con la resistenza caratteristica dichiarata.

Nel Paragrafo 2.3 l'analisi verrà estesa a sistemi complessi legno – legno assemblati mediante l'uso di viti autoforanti filettate sull'intera lunghezza del gambo. Tali sistemi di connessione altamente ingegnerizzati sono stati oggetto di un'estesa campagna sperimentale progettata allo scopo di dimostrare la necessità e la possibilità di ottenere sistemi di giunzione in grado di garantire alta duttilità, associata a buone capacità dissipative, mantenendo allo stesso tempo sufficiente rigidità iniziale e resistenza. Le connessioni ottenute avvitando i connettori secondo vari angoli di inclinazione sono state testate, in una prima fase, monotonicamente, e quindi, secondo test ciclici ad inversione completa. Verranno discusse le procedure indicate in normativa per la definizione del protocollo di prova e per l'analisi dei dati. Partendo dall'elaborazione delle curve $F-v$ delle prove cicliche è infatti necessario definire grandezze chiare ed univoche in grado di caratterizzare il comportamento dei giunti in campo sismico: riduzione

della resistenza e capacità dissipativa del giunto in seguito a cicli a inversione completa.

Verranno inoltre evidenziati alcuni aspetti problematici, nella definizione del protocollo di prova e nell'analisi dei dati, dovuti soprattutto alla grande disomogeneità dei risultati di prove condotte su sistemi di connessione realizzati utilizzando connettori di varie tipologie. La dispersione nei risultati e disomogeneità nella risposta ai carichi monotoni e ciclici, dovuta sia alle caratteristiche intrinseche del legno in quanto materiale naturale, sia ai diversi meccanismi resistenti attivati dalle varie tipologie di connessione, costituiscono un ostacolo oggettivo alla standardizzazione delle procedure. Come verrà in seguito dimostrato è pressoché impossibile analizzare i dati tramite un'unica procedura e le opzioni proposte dalla normativa dettano metodi di analisi che possono portare alla determinazione di grandezze (ad esempio la duttilità), caratterizzanti il comportamento dei giunti, affette da grandi incertezze e talvolta non confrontabili fra loro.

I risultati presentati nel presente capitolo sono frutto della rielaborazione di dati acquisiti nel corso di campagne sperimentali condotte presso il Laboratorio di Prova Strutture e Materiali afferente al dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università degli Studi di Trento descritte nelle seguenti tesi di laurea:

- Albino Angeli. Indagine sperimentale su elementi lignei a comportamento ultimo duttile o pseudo-duttile. Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea in Ingegneria Civile, A.A. 2003/2004
- Andrea Malatesta. Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno – legno con elementi a gambo cilindrico, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea in Ingegneria Civile, A.A. 2006/2007
- Alessandro Crosatti. Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno – legno con viti autoforanti inclinate ed elementi di superficie, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea in Ingegneria Civile, A.A. 2006/2007

e dal report scientifico:

- Piazza M., Tomasi, R., Crosatti A., Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno-legno con elementi a gambo cilindrico ed elementi di superficie. Collana Scientifica Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale, Rapporto n. 31, Gennaio 2009.

2.1 Caratterizzazione del comportamento di connessioni legno – legno sollecitate da carico monotonicamente crescente

2.2.1 *Metodi per interpretare risultati di prove push out monotone*

Prove push out monotone su provini simmetrici possono dare informazioni utili alla caratterizzazione delle connessioni stesse; è possibile ricavare mediante le procedure indicate dalle normative caratteristiche quali: la rigidità iniziale, il punto di snervamento, il carico massimo, la capacità di subire grandi deformazioni, la duttilità.

Tali prove sono normate dalla:

- EN 26891, la normativa fornisce protocollo di prova e procedure per determinare le caratteristiche di resistenza e deformabilità di connessioni in campo statico;
- EN 12512, la normativa è relativa a prove cicliche su connessioni e verrà largamente descritta e discussa nei paragrafi seguenti. Oltre a fornire protocollo di prova per prove cicliche e metodi di analisi delle stesse, nella prima parte descrive una procedura per caratterizzare la curva F-v di prove monotone mediante tracciamento di una bilatera. Tale procedura, finalizzata alla determinazione del punto di snervamento, è propedeutica alla definizione del protocollo di prova per prove cicliche e offre allo stesso tempo interessanti indicazioni per l'implementazione e l'analisi di prove monotone su connessioni.

La normativa EN 26891 relativa a prove monotone, permette di determinare la forza massima raggiunta e la rigidità della connessione in campo statico, imponendo uno spostamento massimo di 15 mm: per tale livello di spostamenti si prevede che la struttura, di cui la connessione fa parte, raggiunga il collasso per deformazioni eccessive. Nel caso in cui lo studio delle connessioni si rivolga alla comprensione del comportamento delle stesse in campo sismico, le indicazioni fornite dalla EN 26891, non sono sufficienti, in particolare lo spostamento massimo imposto pari a 15 mm non è significativo di spostamenti indotti dal sisma nel momento in cui la struttura entri in campo anelastico.

La EN 12512 definisce punto di snervamento, duttilità, procedura di prova per test ciclici e quindi smorzamento viscoso equivalente e resistenza residua; essa prescrive di seguire il comportamento della connessione tramite una prova a rottura in controllo di spostamento.

In una prima parte la normativa propone due metodi per la determinazione del punto di snervamento e quindi definisce la duttilità come “*ability of the joint to undergo large amplitude slip in the plastic range without a substantial reduction of strength. It is measured by the ratio between ultimate slip and yield slip*” .

$$D = v_u / v_y \quad (2.1)$$

dove:

- v_u è lo spostamento massimo ammissibile ovvero lo spostamento corrispondente al carico massimo ammissibile F_u ;
- v_y è lo spostamento a snervamento, ovvero lo spostamento corrispondente al carico di snervamento F_y .

Da quanto esposto sopra risulta evidente come sia indispensabile definire in modo accurato il punto di snervamento partendo dalla curva monotona: i parametri in grado di caratterizzare il comportamento sismico di una connessione: duttilità (EN 12512) e capacità dissipative (EN 1998-1) dipendono direttamente da v_y . La storia di carico adottata nel corso delle prove cicliche è funzione di v_y e a sua volta può influenzare pesantemente, se costruita partendo da v_y poco significativo, la risposta del nodo in termini di F_{max} , degrado e capacità dissipativa.

Per ricavare la duttilità di una connessione è necessario individuare sulla curva F-v il punto di snervamento, dunque v_y e lo scorrimento ultimo v_u .

Seguendo le indicazioni della EN 12512 lo scorrimento ultimo v_u è definito come:

- a) scorrimento ultimo a rottura;
 - b) scorrimento relativo al punto, posto sul ramo rammollente della curva F-v, in cui si raggiunge l' 80% della F_{max} ;
- se a) e b) sono raggiunti prima di uno scorrimento pari a 30 mm, altrimenti
- c) scorrimento del giunto a 30 mm.

Dalle definizioni riportate nella EN12512 è possibile desumere che lo spostamento massimo previsto dalla EN 26891 è insufficiente per poter trarre indicazioni valide sulle caratteristiche di duttilità del nodo.

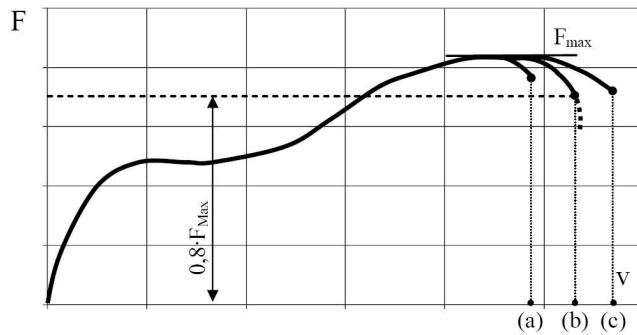


Fig. 2.1 Definizione del valore di spostamento ultimo v_u secondo EN 12512: a) scorrimento a rottura; b) scorrimento per un carico pari a $0,8 F_{max}$; c) scorrimento pari a 30 mm

La definizione dello scorrimento a snervamento è complessa e affetta da numerose incertezze.

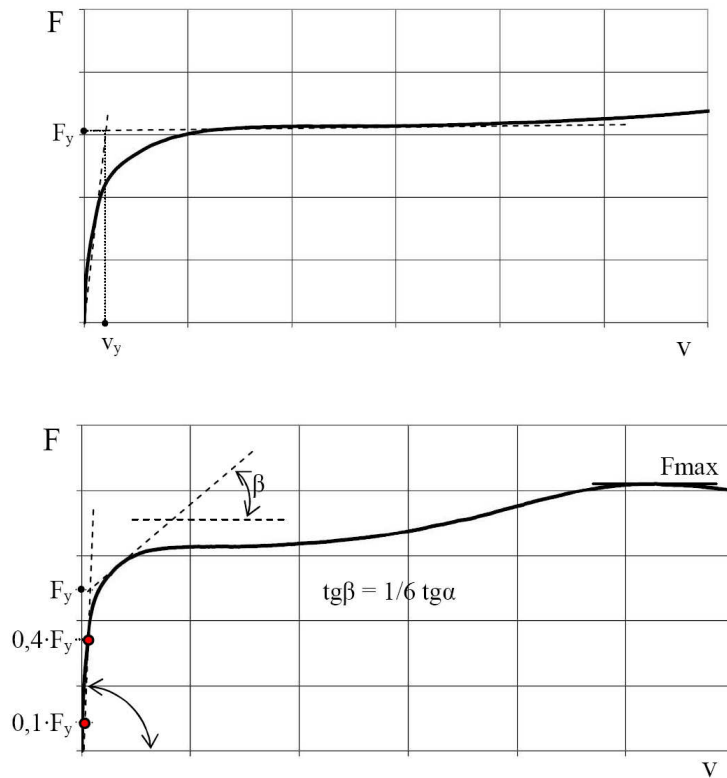


Fig. 2.2 Procedure proposte da EN 12512 per definire lo scorrimento relativo al punto di snervamento v_y : nel caso di una curva $F-v$ con due tratti lineari ben definiti metodo a; nel caso di una curva $F-v$ con due tratti lineari non definiti metodo b

Il punto v_y è stato individuato mediante la EN 12512 che propone due metodologie distinte:

a) metodo a: *“when the load-slip curve presents two well defined linear parts, the yield values are determined by the intersection between these two lines”*, Figura 2.2.

b) metodo b: *“when the load-slip curve does not present two well defined linear parts, the yield values are determined by the intersection of the following two lines: the first line will be determined as that drawn through the point on the load slip curve corresponding to $0,1 F_{max}$ and the point on the load-slip curve corresponding to $0,4 F_{max}$; the second line is the tangent having an inclination of $1/6$ of the first line”*, Figura 2.2.

Le curve F-v sono state inoltre interpolate tramite la curva proposta da Foschi. Tale curva (Foschi, 1974), modellata sul comportamento di connessioni chiodate, è funzione di tre parametri ed assume la seguente forma:

$$F(v) = (F_0 + F_1 \cdot v) \cdot \left(1 - e^{-\frac{K \cdot v}{F_0}} \right) \quad (2.2)$$

Il significato dei tre parametri che compaiono nella formula può essere chiarito osservando che:

$$\lim_{v \rightarrow \infty} F(v) = (F_0 + F_1 \cdot v) \quad (2.3)$$

$$\lim_{v \rightarrow 0} F'(v) = K \quad (2.4)$$

$$F(0) = 0 \quad (2.5)$$

La curva tende per grandi spostamenti ad una retta di equazione:

$$F(v) = F_0 + F_1 \cdot v \quad (2.6)$$

dove F_1 è la rigidezza per grandi spostamenti, F_0 è l'intercetta dell'asintoto con pendenza F_1 .

Per piccoli valori di v , ad una retta passante per l'origine e di coefficiente angolare K :

$$F(v)=K \cdot v \quad (2.7)$$

dove K è la rigidezza iniziale.

Operativamente la curva sperimentale in esame (serie di dati [v;F] di una determinata prova) viene approssimata tramite la curva di Foschi facendo variare i tre parametri K, F₀ e F₁ mediante un procedimento iterativo ai minimi quadrati.

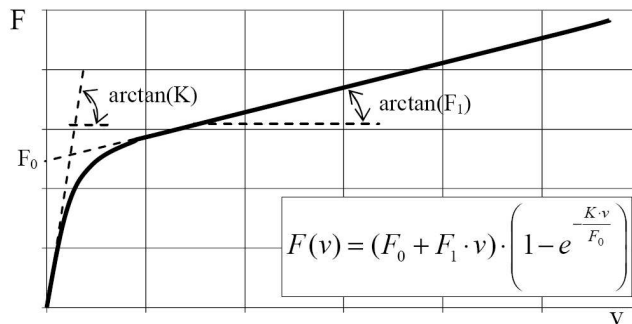


Fig. 2.3 Funzione approssimante la curva F-v sperimentale ricavata tramite il metodo di Foschi

2.2.2 Analisi sperimentale, prove monotone su connessioni tradizionali con connettori metallici a gambo cilindrico

Di seguito sono illustrati I risultati di una campagna sperimentale che ha interessato più di 150 connessioni legno – legno assemblate mediante l'utilizzo di diverse tipologie di connettori a gambo cilindrico (chiodi, spinotti, viti, bulloni).

La configurazione geometrica dei provini testati è quella generalmente utilizzata nelle prove push – out: il campione è formato da due elementi laterali ed uno centrale, in legno lamellare GL24h secondo la EN 1194, uniti mediante connettori metallici, Figura 2.4. I provini sono stati assemblati tenendo conto delle prescrizioni geometriche imposte dall'EC5 per quanto riguarda le distanze tra i connettori e la distanza dei connettori dalle estremità.

I test di push – out sono stati condotti in controllo di spostamento a carico monotono crescente, la velocità di carico, come prescritto dalla EN 12512, varia entro l'intervallo 0.02÷0.2 mm/s.

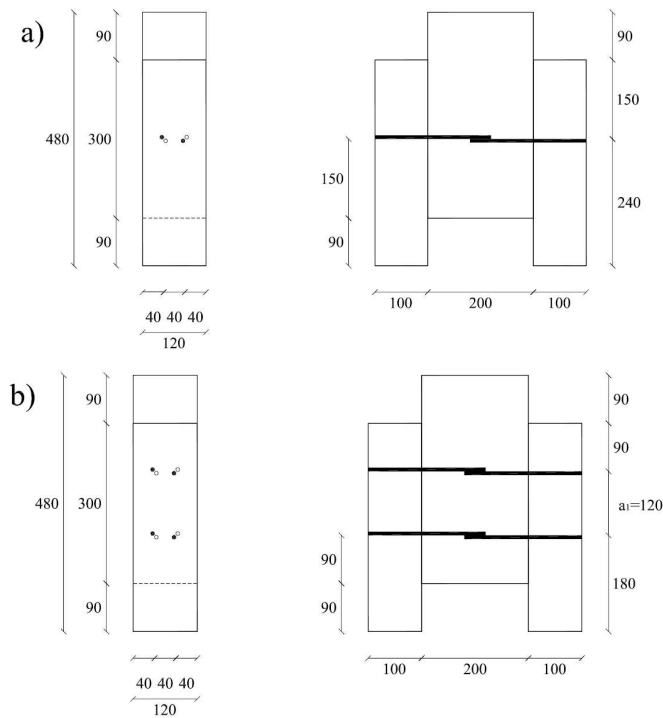


Fig. 2.4 Configurazione geometrica dei campioni: a) CH-6-CP-2+2; b) CH-7-SP-4+4-E

Il carico è stato misurato tramite una cella di carico posta fra la testa dell'attuatore idraulico e il provino; gli spostamenti sono stati misurati tramite quattro trasduttori di spostamento L.V.D.T (linear variable differential transformer) posizionati da entrambi i lati del provino lungo il piano di taglio mediante specifici elementi metallici avvitati agli elementi di legno.

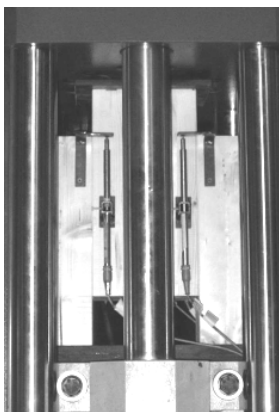


Fig. 2.5 Connessione legno - legno per prova push out durante il test e dopo il test (campione sezionato)

Le prove sono state condotte imponendo ai provini spostamenti pari a 90 mm, escludendo i casi in cui i campioni hanno raggiunto la rottura per spostamenti inferiori. La normativa EN 26891 impone come limite massimo di spostamento 15 mm, la EN 12512 aumenta tale limite a 30 mm. Le due normative assumono quindi, che per tali spostamenti, la struttura nella sua globalità sicuramente raggiungerà il collasso per deformazioni eccessive e per effetti del secondo ordine. Si è scelto di imporre spostamenti superiori ai 30 mm per poter seguire il comportamento della connessione anche in condizioni di carico – deformazione non standard.

Nei paragrafi successivi verranno analizzate le prove su campioni assemblati mediante connettori a gambo cilindrico (chiodi, spinotti, viti, bulloni) inseriti ortogonalmente rispetto il piano di taglio, tabella 2.1.

Tipo connessione	n°provini testati
Chiodi Ø 6	12
Chiodi Ø 7	12
Spinotti Ø 12	4
Spinotti Ø 16	4
Spinotti Ø 20	4
Viti HBS Ø 8	12
Viti HBS Ø 10	12
Bulloni Ø 12	4
Bulloni Ø 16	4
Bulloni Ø 20	4

Tab. 2.1 Elenco prove push out

La nomenclatura adottata permette di comprendere:

- tipologia di connettore (ad esempio CH sta per connessione chiodata, SPI per connessione realizzata mediante spinotti);
- diametro del connettore;
- eventuale preforo P o assenza di preforo SP;
- eventuale presenza di rondella CR o assenza SR;
- numero di connettori (2+2 indica la presenza di 4 connettori, due per piano di taglio);
- la lettera E indica che sono state mantenute distanze tra connettori tali da garantire che il numero efficace di connettori fosse pari al numero di connettori stesso.

La connessione HBS 8 CR 2+2 sarà una connessione realizzata mediante quattro viti HBS di diametro pari a 8 mm, con rondella.

Al Paragrafo 2.2.3 verranno presentati ed esaminati i metodi proposti dalla normativa e da letteratura per individuare punto di snervamento e definire la duttilità di connessioni testate monotonicamente. Tali procedure sono state applicate ai risultati della campagna sperimentale sopra descritta.

Al Paragrafo 2.2.4 verranno presentati in modo esteso i risultati delle prove di laboratorio in termini di rigidità iniziale e punto di snervamento ed al Paragrafo 2.2.5 in termini di resistenza e sovrarigidità.

2.2.3 Punto di snervamento e duttilità

I risultati dei test verranno di seguito analizzati e discussi utilizzando le procedure descritte nella EN 12512 e tramite una procedura in accordo con il metodo di Foschi. La EN 12512 lascia all'operatore la libertà, nei casi in cui la curva F-v non presenti due fasi ben definibili, di utilizzare il metodo a o il metodo b.

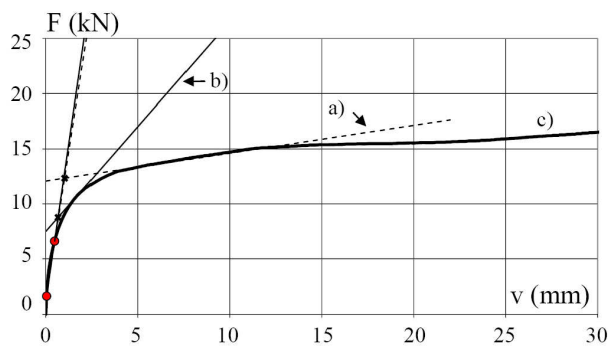


Fig. 2.6 Confronto fra metodi proposti da EN 12512 per la determinazione del punto di snervamento: a) metodo a; b) metodo b; c) curva sperimentale F-v relativa alla prova CH6CP2+2

Nel caso venga utilizzato il metodo a) la retta approssimante il tratto post elastico della curva non è definita in modo univoco: la retta viene tracciata in modo grafico e, a seconda del tratto di curva scelto per l'interpolazione, verranno tracciate rette che possono portare ad una definizione di v_y affetta da notevoli incertezze, Figura 2.7.

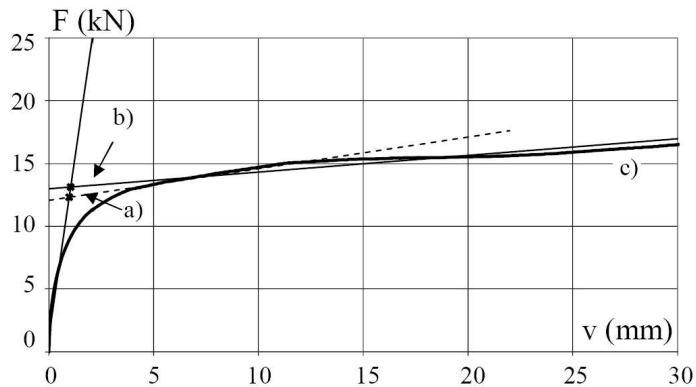


Fig. 2.7 Applicazione del metodo a) secondo EN 12512; a) e b) diverse rette approssimanti; curva sperimentale F - v relative alla prova CH6CP2+2

Il metodo di Foschi permette di ottenere rigidezza iniziale della connessione, punto di snervamento e quindi duttilità in modo automatico e univoco senza dover tracciare manualmente le rette approssimanti il tratto elastico e plastico, evitando così errori di interpretazione ed approssimazione di dati.

La curva di Foschi che meglio approssima il comportamento della prima fase della curva F - v , e che permette quindi di determinare con maggior precisione il punto di snervamento, è la curva che ha come dominio spostamenti da 0 a 30 mm. La differenza fondamentale fra le tre curve è la tangente all'origine K : rigidezze iniziali diverse portano alla definizione di punti di snervamento diversi. Nel caso di connessioni realizzate tramite chiodi o spinotti le curve F - δ presentano due parti lineari ben definite, in questo caso la normativa EN 12512 prevede l'utilizzo del metodo a).

Si dimostra come per queste tipologie di connessioni il metodo a della EN 12512 e la curva di Foschi, interpolante il tratto 0-30 mm della curva F - v , portino a risultati sostanzialmente identici con un errore del 10%-20% nel determinare il punto di snervamento e quindi la rigidezza delle connessioni, Figura 2.8 e Tabella 2.2.

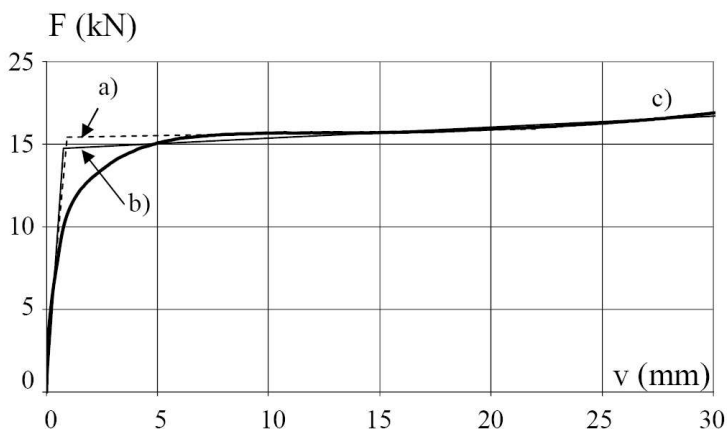


Fig. 2.8 Interpretazione della curva sperimentale $F-v$, curva c), relativa alla prova CH6CP2+2, tramite : a) metodo a secondo EN 12512; b) metodo di Foschi

E' quindi possibile affermare che il calcolo della duttilità ($D = v_u / v_y$) porta a risultati attendibili ed univoci poiché i termini v_u e v_y sono definiti in modo corretto e privo di ambiguità:

- $v_u = 30$ mm
- v_y può essere ricavato tramite il metodo a secondo la EN 12512 o tramite la curva di Foschi.

	metodo a	Foschi 0-15 mm		Foschi 0-30 mm		Foschi 0-90 mm	
	v_y [mm]	v_y [mm]	$\Delta_{Foschi15-a}$ [%]	v_y [mm]	$\Delta_{Foschi30-a}$ [%]	v_y [mm]	$\Delta_{Foschi90-a}$ [%]
CH6CP2+2	1,02	0,73	28,43	0,97	4,90	0,89	12,75
CH6CP2+2	0,93	0,69	25,81	0,76	18,28	0,63	32,26
CH6CP4+4E	1,14	0,7	38,60	1,01	11,40	0,96	15,79
CH7CP2+2	1,01	0,88	12,87	1,05	3,96	1,03	1,98
CH7CP2+2	0,75	0,64	14,67	0,8	6,67	0,61	18,67
CH7CP4+4E	1,44	0,91	36,81	1,49	3,47	1,68	16,67

Tab. 2.2 Punto di snervamento: v_y ricavati mediante la procedura fornita da EN 12512 e tramite il metodo di Foschi, il metodo di Foschi è stato applicato a diversi domini

Sono stati riscontrati maggiori problemi nella definizione della duttilità di connessioni realizzate tramite viti e bulloni.

Il termine v_u è, anche in questo caso, pari a 30 mm ma il comportamento di quest'ultime connessioni è spiccatamente non lineare nella prima fase di prova, ovvero, il passaggio dalla fase elastica alla fase plastica, avviene in un tratto molto ampio di curva.

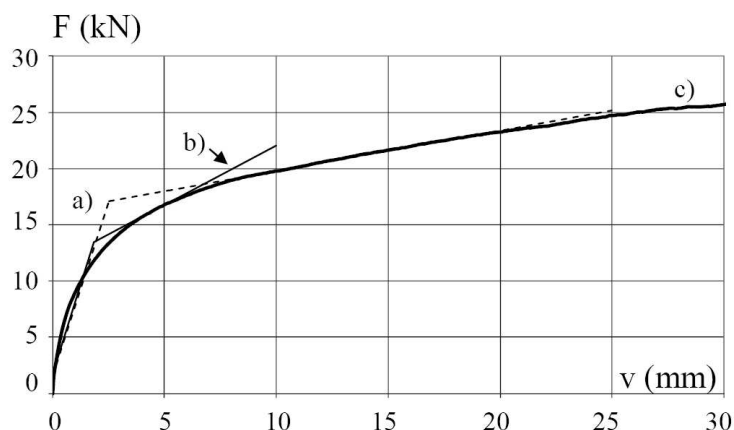


Fig. 2.9 Provino assemblato mediante viti: c) tipica curva F-v sperimentale; a) applicazione del metodo a secondo EN 12512; b) applicazione del metodo b

Non è possibile individuare un tratto lineare nella curva F-v nemmeno per carichi bassi (inferiori a $0.5 F_{max}$) tipici della fase di esercizio. Ne consegue che, in funzione del tratto di curva linearizzata, si ottengono rette di pendenze diverse.

Il termine v_y non può essere determinato utilizzando il metodo a) proposto dalla EN 12512, è necessario utilizzare il metodo b) proposto dalla EN 12512. Non sempre l'involuppo ricavato tramite il metodo b) della EN 12512 riesce ad essere rappresentativo della fase post-elastica della curva F-v, Figura 2.9.

Andando ad analizzare i dati relativi a 24 campioni connessi tramite viti HBS è possibile notare una differenza media fra le duttilità calcolate tramite la EN 12512 ed il metodo di Foschi del 78%; la rigidità ricavata tramite il metodo di Foschi è sempre maggiore del 50% rispetto quella ricavata con il metodo b) della EN 12512 ed in alcuni casi superiore del 126%, i dati sono molto dispersi. E' lecito chiedersi se il punto di snervamento e quindi la duttilità ricavata tramite il metodo b) della EN 12512 sia rappresentativa del comportamento della connessione considerata. Il metodo proposto, per l'analisi del comportamento meccanico di bulloni e viti, può essere definito "misto": la retta approssimante il primo tratto della curva F-v intersecherà la curva nei punti corrispondenti a $0.1 F_{max}$ e $0.4 F_{max}$; il secondo tratto verrà disegnato tramite un metodo grafico, Figura 2.10.

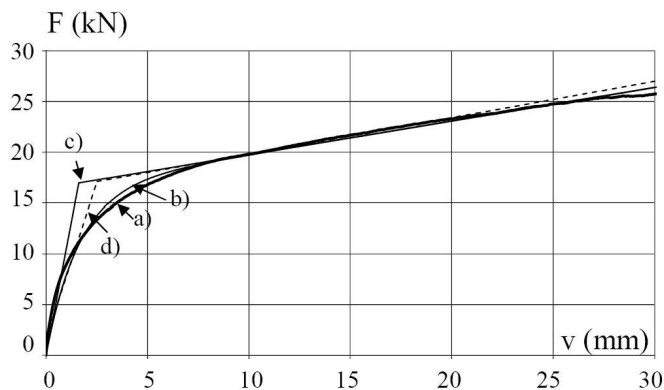


Fig. 2.10 Confronto fra diversi metodi utilizzati nella definizione del punto di snervamento: c) metodo di Foschi; d) metodo "misto"; a) curva F-v relativa ad un provino assemblato mediante viti; b) curva approssimante ricavata mediante Foschi;

La tabella 2.3 riassume le analisi dei risultati sperimentali, in termini di duttilità, per diverse tipologie di connessione. Da sottolineare che, come esposto in precedenza, sono state utilizzate diverse procedure, tutte in accordo con quanto espresso dalla EN 12512. In termini generali è possibile affermare che la duttilità è tanto maggiore quanto minore è la resistenza a snervamento dei connettori (in modo da favorire meccanismi di rottura tipo III) e quanto minore è il loro diametro (in modo da evitare rotture fragili).

Type of connection	f_u [MPa]	d [mm]	D_{min}	D_{mean}	D_{max}
Nails	578	6; 7	21	29	40
Dowels	573	12; 16; 20	12	15	18
Screws	1025	8; 10	8	10	12
Bolts	556	12; 16; 20	6	11	14

Tab. 2.3 Valori di duttilità relativi alle diverse tipologie di connessione testate

A conclusione vengono riportate alcune osservazioni sui provini che hanno raggiunto la rottura con comportamento fragile ovvero con la rottura degli elementi esterni in legno.

A causa dell'esiguo numero di prove non è possibile trarre conclusioni quantitative, è possibile però evidenziare alcune interessanti osservazioni in merito; i provini caratterizzati da rotture fragili erano stati assemblati rispettando tutte le distanze dai bordi e fra connettori previste da normativa. Tali connessioni hanno raggiunto la capacità massima secondo una curva F-v simile a quella dei provini che non hanno presentato rotture fragili; non sono riusciti però ad esprimere risorse post snervamento sufficienti ed è possibile individuare un

punto di rottura ben definito (calo repentino della resistenza) per scorrimenti inferiori ai 30 mm.

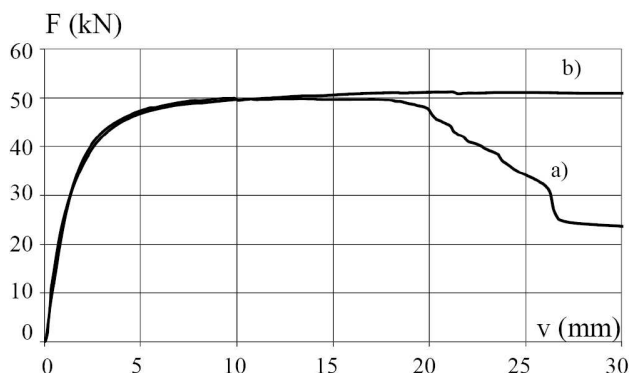


Fig. 2.11 Diverso comportamento $F-v$ relativo a due provini geometricamente identici realizzati mediante due spinotti $d = 12$ mm: a) rottura fragile; b) comportamento duttile

In Figura è possibile notare la differenza fra comportamento duttile e poco duttile di due connessioni realizzate tramite due spinotti $\varnothing 12$ (SPI/12/2). Interessante notare come la duttilità della connessione che ha presentato rottura poco duttile calcolata tramite la EN 12512 risulti pari a 11.9 (maggiore della duttilità di tutte le viti HBS testate) mentre la duttilità della connessione che ha mostrato un tratto post elastico molto più esteso risulta essere 15.4.

2.2.4 Fase elastica, rigidità iniziale

Le campagne di prove sperimentali ha permesso di ottenere le curve $F-v$ per le diverse tipologie di connessione. Partendo da tali curve è stato possibile caratterizzare il comportamento delle connessioni mediante le procedure descritte al Paragrafo 2.2.3.

Nel presente paragrafo verranno presentati i risultati della campagna sperimentale su connessioni legno – legno assemblate mediante l'utilizzo di connettori a gambo cilindrico con il seguente ordine:

- prove push – out su connessioni realizzate mediante chiodi;
- prove push – out su connessioni realizzate mediante spinotti;
- prove push – out su connessioni realizzate mediante viti;
- prove push – out su connessioni realizzate mediante bulloni.

Nel caso in cui siano state portate a termine più prove su connessioni geometricamente identiche verrà presentata la media dei risultati delle singole prove .

Sono state testate 24 connessioni realizzate mediante chiodi \varnothing 6 mm e chiodi \varnothing 7 mm infissi con o senza preforo.

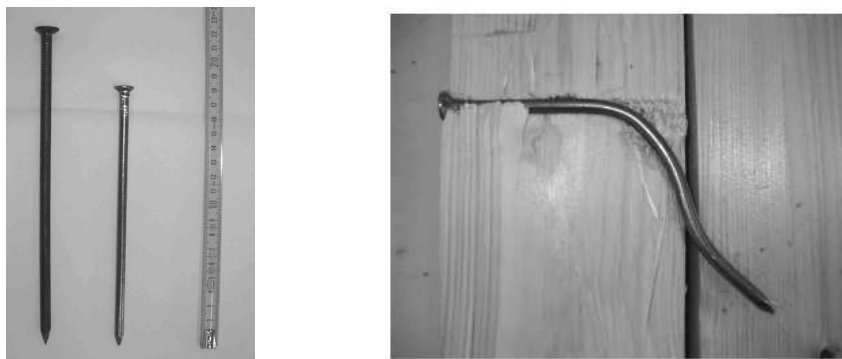


Fig. 2.12 Connessioni realizzate mediante l'utilizzo di chiodi: i connettori integri e dopo la prova

Le curve forza-spostamento registrate per i chiodi \varnothing 6 mm sono molto regolari, con un tratto iniziale approssimativamente lineare e un ginocchio ben marcato. Dopo lo snervamento si ha una fase perfettamente plastica seguita da un incrudimento che si manifesta per spostamenti maggiori ai 30 mm.

Le connessioni con chiodi \varnothing 7 mm presentano un comportamento leggermente meno regolare, soprattutto nel tratto plastico. Non è presente il tratto incrudente ma al contrario, in alcune prove, si è manifestata una lieve diminuzione della resistenza dopo un picco che si realizza immediatamente dopo il ginocchio.

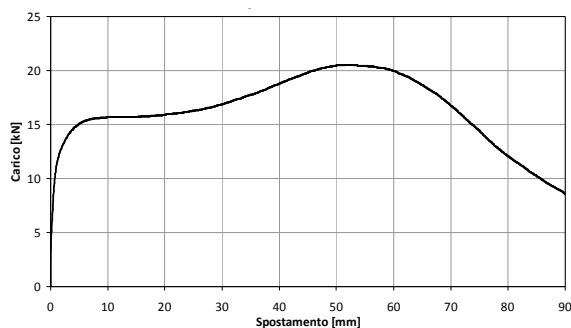


Fig. 2.13 Curva sperimentale CH 6 CP 2+2 nel dominio 0-90 mm

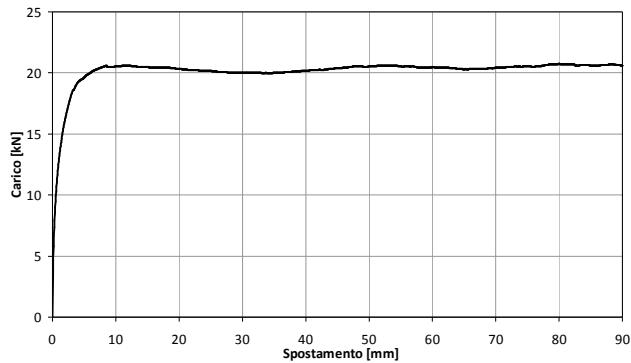


Fig. 2.14 Curva sperimentale CH 7 SP 2+2 nel dominio 0-90 mm.

In tabella 2.4 sono riportate rigidzze iniziale e punto di snervamento delle connessioni chiodate testate. In riferimento a quanto specificato al Paragrafo 2.2.3 le curve F-v sono state interpretate mediante il metodo a secondo EN 12512 oppure il metodo di Foschi; i risultati riportati sono stati ricavati mediante metodo a secondo EN12512.

	F_y [kN]	v_y [mm]	k_i [kN/mm]
CH 6 SP 2+2	12,33	1,02	10654,34
CH 6 CP 2+2	15,42	0,93	14536,14
CH 6 SP 4+4E	30,26	1,14	22608,99
CH 6 CP 4+4E	32,52	0,96	30919,70
CH 6 SP 4+4	33,91	1,30	23654,39
CH 6 CP 4+4	33,10	0,83	35844,84
CH 7 SP 2+2	20,57	1,01	17675,70
CH 7 CP 2+2	21,60	0,75	25647,44
CH 7 SP 4+4E	44,66	1,44	27668,80
CH 7 CP 4+4E	42,11	1,04	37067,39
CH 7 SP 4+4	41,06	1,32	28543,45
CH 7 CP 4+4	43,54	0,98	39422,07

Tab. 2.4 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante chiodi: punto di snervamento e rigidzza iniziale

Sono state testate 12 connessioni realizzate mediante spinotti \varnothing 12 mm, \varnothing 16 mm e \varnothing 20 mm con un connettore e con due connettori disposti su una fila. Provini realizzati con due spinotti per fila hanno manifestato rotture fragili precoci Figura 2.11 nonostante siano state rispettate tutte le distanze e gli interassi minimi da normativa. Si presentano i risultati relativi ai provini realizzati con singolo spinotto.



Fig. 2.15 Connessioni realizzate mediante l'utilizzo di spinotti: i connettori integri e dopo la prova

Le connessioni presentano un tratto iniziale approssimativamente lineare e un ginocchio ben marcato, il comportamento postelastico è plastico rammollente con un tratto quasi perfettamente plastico fino a spostamenti dell'ordine dei 30 mm.

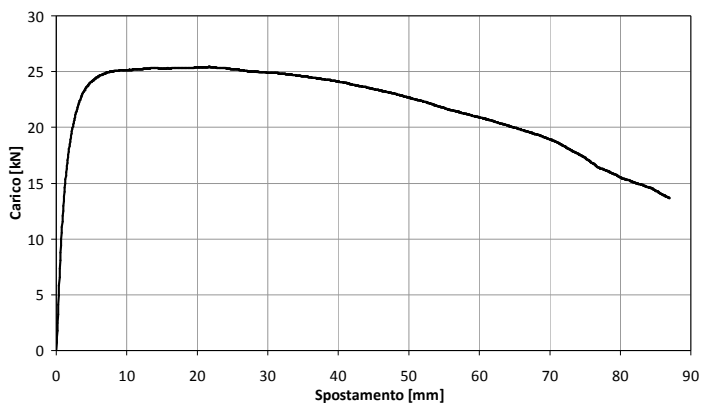


Fig. 2.16 Curva sperimentale SPI 12 1 nel dominio 0-90 mm.

In tabella 2.5 sono riportate rigidzze iniziale e punto di snervamento delle connessioni realizzate mediante uno spinotto. In riferimento a quanto specificato al Paragrafo 2.2.3 le curve F-v sono state interpretate mediante il metodo a secondo EN 12512 oppure il metodo di Foschi; i risultati riportati sono stati ricavati mediante metodo a secondo EN12512.

	F_v [kN]	v_v [mm]	k_i [kN/mm]
SPI 12 1	24,70	1,68	14718,96
SPI 16 1	34,33	1,88	20914,69
SPI 20	46,42	2,43	21459,29

Tab. 2.5 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante spinotti: punto di snervamento e rigidità iniziale

Sono state testate 24 connessioni con viti \varnothing 8 mm e \varnothing 10 mm con e senza rondella, contraddistinte rispettivamente dalla sigla C.R. e S.R. Le sigle n.d. e v.d. indicano che nel primo caso sono state seguite le indicazioni su interassi e distanze previsti per i chiodi senza preforo e nel secondo caso sono stati utilizzati i valori previsti da normativa per i bulloni. Per le viti il passaggio dal tratto iniziale elastico a quello plastico è più graduale rispetto ai chiodi, quindi non è ben definito un ginocchio nella zona intermedia. La curva forza-spostamento si discosta fin da subito da un comportamento lineare, quindi non è definibile univocamente una retta elastica.

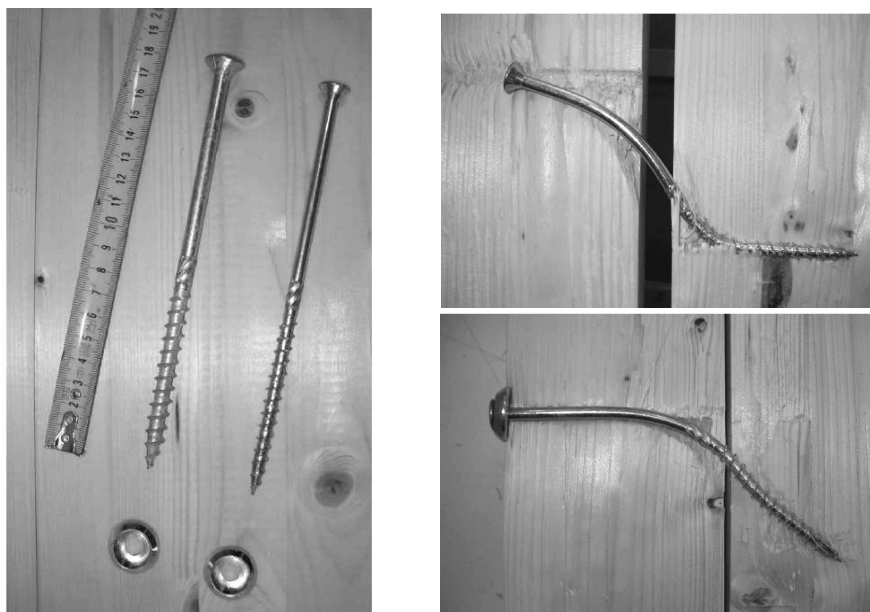


Fig. 2.17 Connessioni realizzate mediante l'utilizzo di viti: i connettori integri e dopo la prova

Le viti senza rondella manifestano un comportamento plastico abbastanza regolare, con un tratto crescente e una leggera diminuzione di resistenza per grandi spostamenti. Le viti con rondella hanno una pendenza del tratto incrudente maggiore con un picco ben marcato e una caduta di resistenza in prossimità dei 40 mm.

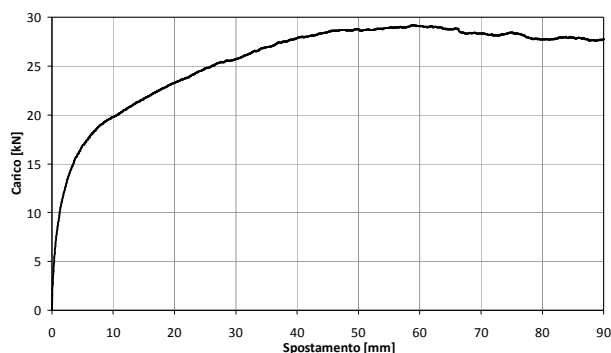


Fig. 2.18 Curva sperimentale HBS 8 SR 2+2 nel dominio 0-90 mm.

Rigidezza iniziale e punto di snervamento, tabella 2.6, relativi alle connessioni realizzate mediante viti sono state determinate partendo dalle curve F-v mediante il metodo "misto" descritto al Paragrafo 2.2.3.

	F_y [kN]	v_y [mm]	k_i [kN/mm]
HBS 8 SR 2+2	17,10	2,53	6152,62
HBS 8 CR 2+2	18,26	3,30	4534,00
HBS 8 SR 4+4E	40,71	2,64	13058,85
HBS 8 CR 4+4E	40,58	3,78	9350,85
HBS 8 SR 4+4	42,88	2,73	13573,74
HBS 8 SR 4+4 v.d.	40,31	2,61	14180,73
HBS 8 SR 4+4 n.d.	43,99	2,46	15065,66
HBS 8 CR 4+4	39,56	2,91	10967,80
HBS 10 SR 2+2	24,87	2,69	8434,28
HBS 10 CR 2+2	23,92	3,17	6569,74
HBS 10 SR 4+4E	54,90	2,94	15790,83
HBS 10 SR 4+4E v.d.	49,38	2,69	16007,80
HBS 10 SR 4+4E n.d.	58,58	3,11	15646,19
HBS 10 CR 4+4E	44,38	3,58	10999,63
HBS 10 SR 4+4	55,61	2,98	16190,51
HBS 10 SR 4+4 v.d.	52,22	3,53	13610,59
HBS 10 SR 4+4 n.d.	58,20	2,95	16646,13
HBS 10 CR 4+4	47,06	3,57	11419,71

Tab. 2.6 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante viti: punto di snervamento e rigidezza iniziale

Sono state testate 12 connessioni realizzate mediante bulloni \varnothing 12 mm, \varnothing 16 mm e \varnothing 20 mm con un connettore e con due connettori disposti su una fila.

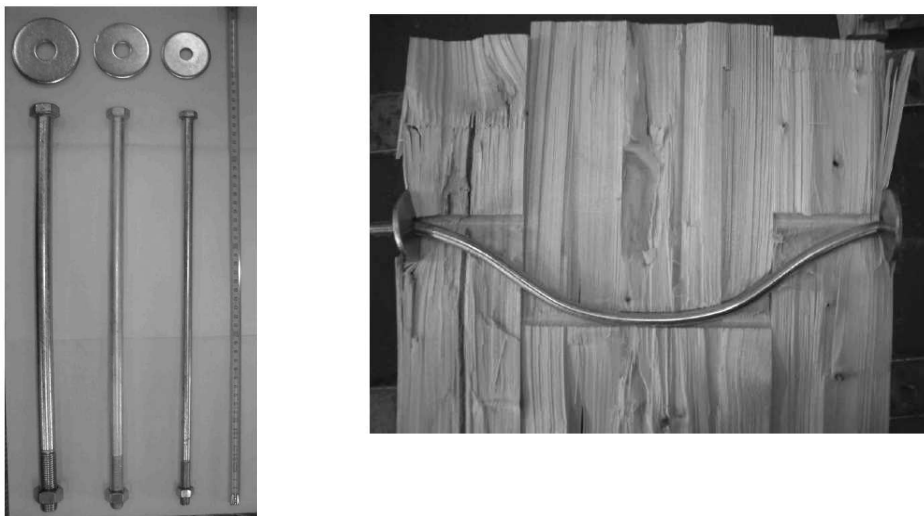


Fig. 2.19 Connessioni realizzate mediante l'utilizzo di bulloni: i connettori integri e dopo la prova

I bulloni, dotati di rondelle da legno, sono stati serrati mediante l'applicazione di una coppia torcente che crea uno stato di pretensione nei connettori e quindi compressione fra gli elementi di legno. La precompressione genera, in virtù dell'attrito, una resistenza a taglio legno - legno che si manifesta nelle fasi iniziali della prova di push out. Osservando la curva F-v tipica di connessioni bullonate è possibile notare infatti un tratto iniziale perfettamente rigido, in cui si ha un incremento di resistenza a scorrimento nullo. Una volta vinto l'attrito statico segue un tratto in cui la rigidità è quasi nulla e si ha uno scorrimento con un incremento di resistenza molto basso dovuto alla presenza del gioco foro - bullone. Il comportamento in campo plastico è marcatamente incrudente e l'andamento è praticamente rettilineo fino al raggiungimento di un picco di resistenza per scorrimenti molto elevati che variano da prova a prova e nell'intervallo 40 - 80 mm. Si noti che in opera, a causa dei ritiri igroscopici del legno, non è possibile fare affidamento sugli effetti dell'attrito dato dal preserraggio.

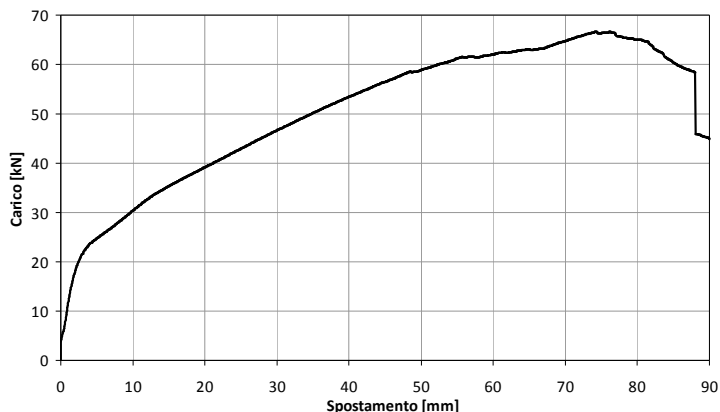


Fig. 2.20 Curva sperimentale BUL 12 1 nel dominio 0-90 mm.

In tabella 2.7 sono riportate rigidzze iniziale e punto di snervamento delle connessioni bullonate determinati mediante il metodo “misto” descritto al Paragrafo 2.2.3.

	F_y [kN]	v_y [mm]	k_i [kN/mm]
BUL 12 1	21,37	2,19	8764,95
BUL 12 2	44,24	2,86	17526,59
BUL 16 1	34,41	2,10	14845,96
BUL 16 2	66,49	2,16	32156,67
BUL 20 1	54,67	3,85	15989,76
BUL 20 2	124,67	5,19	27235,36

Tab. 2.7 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante bulloni: punto di snervamento e rigidzza iniziale

2.2.5 Resistenza e sovraresistenza

La sovraresistenza di una connessione è definita come rapporto fra la resistenza massima della connessione (che può essere determinata, ad esempio, mediante una campagna di prove push out) e la resistenza prevista da normativa.

Ipotizzando di disporre di un campione sufficientemente esteso di prove, eseguite allo scopo di determinare il valore di resistenza degli elementi di acciaio e di stabilire la densità del legno, è possibile ricavare il valore medio ed il valore caratteristico di f_u dei connettori e di p_k degli elementi in legno. Mediante le formule di calcolo fornite dalla normativa è possibile calcolare la resistenza della connessione in esame. Seguendo le procedure descritte in normativa e utilizzando il set di valori caratteristici si otterranno resistenze caratteristiche, utilizzando il set di valori medi resistenze medie.

Analizzando la definizione di sovraresistenza è possibile distinguere:

- sovraresistenza dovuta alla sottostima della resistenza data dal modello di calcolo utilizzato;
- sovraresistenza data dalla differenza fra resistenze di calcolo ottenute partendo dai valori caratteristici, forniti da normativa o dai produttori del materiale, e resistenza di calcolo ottenuta partendo da valori “reali”, medi di resistenza del materiale.

La sovraresistenza data dal modello di calcolo è imputabile al fatto che i modelli per il calcolo della resistenza ultima delle connessioni, proposti da normativa, partono da formulazioni proprie della teoria di Johansen. Tale teoria, che prevede un comportamento rigido plastico dei materiali, rispetta le ipotesi del teorema statico, i risultati ottenuti saranno quindi un limite inferiore del carico di rottura reale. Da un punto di vista teorico le formule espresse dalle vigenti normative forniscono una sottostima della resistenza ultima delle connessioni anche utilizzando dati relativi alla resistenza dei materiali medi, sperimentali.

Un'ulteriore complicazione si ha nel caso di viti, bulloni, barre incollate ed altri connettori che hanno un comportamento post elastico incrudente in virtù dell'effetto fune. L'incremento di resistenza, dato dall'effetto fune, viene computato mediante un termine aggiuntivo $F_{ax}/4$. Le formule da normativa sono state pesate mediante coefficienti numerici basati su risultati di estese campagne di prova sulle diverse tipologie di connettori. Tali campagne di prova atte a determinare la resistenza delle connessioni per carichi statici seguono la EN 26891 che impone di arrestare la prova per uno spostamento massimo di 15 mm. Al Paragrafo 2.2.1 è stato dimostrato come uno scorrimento di 15 mm non sia sufficiente per caratterizzare connessioni da utilizzare in campo sismico, infatti la EN 12512 implicitamente impone di seguire la prova almeno fino a 30 mm, se, come nel caso in esame, si ha comportamento post elastico incrudente. In conclusione le formule da normativa sottostimano l'incremento di resistenza dato dall'effetto fune per spostamenti elevati, superiori ai 15 mm, Figura 2.21.

La seconda aliquota di sovraresistenza è data dalla differenza fra i valori di resistenza caratteristici, assunti in fase di calcolo, ed i valori di resistenza che il materiale realmente presenta. L'intervallo entro cui varia questa seconda componente di sovraresistenza potrebbe essere noto imponendo uno scarto massimo fra valore caratteristico dichiarato e valore medio o valore massimo di resistenza del materiale. Tale approccio è stato seguito nell'ambito della progettazione di strutture in C.A. o acciaio infatti, nel caso degli acciai da

carpenteria e d'armatura è stato imposto un limite superiore da normativa alla resistenza del materiale.

Nel caso delle costruzioni in legno il problema è rilevante poiché, nella maggior parte dei casi, i parametri di resistenza e densità reali dei materiali sono molto maggiori rispetto quelli caratteristici previsti da normativa e utilizzati per il progetto. Il legno è un materiale naturale che non può essere prodotto artificialmente con caratteristiche meccaniche prestabilite, inoltre i connettori metallici sono prodotti sulla base delle norme DIN che non prevedono un limite superiore alla resistenza. Questo si traduce nel fatto che, in particolare per spinotti e bulloni, le resistenze reali siano nettamente superiori a quelle previste per la classe di resistenza dichiarata dal produttore.

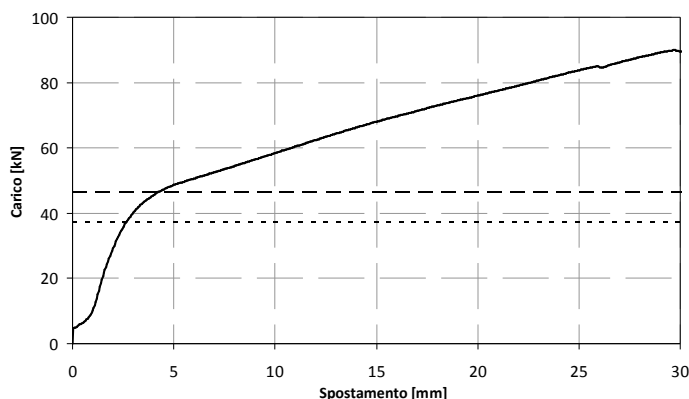


Fig. 2.21 Determinazione della sovrarresistenza, prova BUL 12 2, curva F-v sperimentale; resistenza calcolata partendo da valori medi (linea tratteggiata); resistenza calcolata partendo da valori medi (linea punto-punto)

Il problema della sovrarresistenza nelle connessioni in legno è un problema di grande attualità. Finora la sovrarresistenza è stata intesa come una risorsa di resistenza implicita non computata direttamente nel calcolo strutturale. Un'aliquota di resistenza non quantificata, vista l'aleatorietà dei parametri di resistenza dei materiali, cui la struttura può attingere in caso di eventi eccezionali ovvero per deformazioni non ritenute ammissibili dalla pratica progettuale corrente. Tale concezione progettuale può essere accettata solo nel caso in cui l'opera da progettare venga costruita in zona non sismica. Dal punto di vista dell'ingegneria sismica, in particolare riferendosi alla moderna concezione progettuale basata sul principio della gerarchia delle resistenze, è indispensabile conoscere con un sufficiente e ben definito grado di precisione il range di variazione tra resistenza calcolata e resistenza realmente offerta dalla

connessione ad un dato spostamento. Al contrario non è possibile dimostrare che le connessioni, progettate per svolgere il ruolo di unico elemento dissipativo di una struttura in legno, entreranno in campo plastico prima che avvenga la rottura fragile di altri elementi strutturali.

In conclusione la presenza di un'incertezza sul calcolo della resistenza delle connessioni e il non poter stimare analiticamente tale incertezza rappresentano un problema da investigare e risolvere.

Nella trattazione seguente la sovraresistenza verrà espressa mediante i seguenti coefficienti:

$$\gamma_{\text{mod}} = \frac{F_u}{F_m} \quad \text{coefficiente di sovraresistenza dovuto al modello di calcolo;}$$

$$\gamma_{\text{mat}} = \frac{F_m}{F_k} \quad \text{coefficiente di sovraresistenza dovuto ai materiali;}$$

$$\gamma_{\text{ov}} = \gamma_{\text{mod}} \cdot \gamma_{\text{mat}} = \frac{F_u}{F_m} \cdot \frac{F_m}{F_k} = \frac{F_u}{F_k} \quad \text{coefficiente di sovraresistenza totale;}$$

dove F_u indica la resistenza ultima della connessione in accordo con la EN 12512; F_m e F_k indicano le resistenze da normativa calcolate partendo rispettivamente da valori di resistenza del materiale medi o caratteristici.

Di seguito, seguendo le indicazioni sopra riportate, verrà ricavata la sovraresistenza delle diverse connessioni legno – legno assemblate mediante l'utilizzo di connettori a gambo cilindrico sottoposte a prove push out. Sono state calcolate:

- resistenza ultima F_u della connessione, ricavata secondo la EN 12512: 2006;
- resistenza caratteristica della connessione F_k calcolata secondo la EN 1995-1-1:2005, utilizzando le resistenze caratteristiche dei materiali previste da normativa;
- resistenza caratteristica della connessione F_m calcolata secondo la EN 1995-1-1:2005 utilizzando le resistenze medie dei materiali ricavate mediante prove di laboratorio previste dalla campagna sperimentale.

I risultati, riassunti in tabelle e commentati, verranno presentati con il seguente ordine:

- sovraresistenza di connessioni realizzate mediante chiodi;
- sovraresistenza di connessioni realizzate mediante spinotti;
- sovraresistenza di connessioni realizzate mediante viti;
- sovraresistenza di connessioni realizzate mediante bulloni.

Per prove su connessioni chiodate i coefficienti γ_{mat} sono prossimi all'unità, la tensione ultima media dei chiodi è quasi coincidente con quella caratteristica dichiarata. Si ha un leggero aumento del coefficiente γ_{mat} passando da chiodi $\varnothing 6$ a chiodi $\varnothing 7$, le connessioni con chiodi $\varnothing 7$ esibiscono dei $\gamma_{mat} = 1,08$ mentre quelle con chiodi $\varnothing 6$ esibiscono dei $\gamma_{mat} = 1,05-1,06$.

Prova	F_u [kN]	F_k [kN]	F_m [kN]	γ_{mod}	γ_{mat}	γ_{ov}
CH 6 SP 2+2	16,52	10,75	11,26	1,47	1,05	1,54
CH 6 CP 2+2	16,88	13,27	14,11	1,20	1,06	1,27
CH 6 SP 4+4E	32,90	21,51	22,51	1,46	1,05	1,53
CH 6 CP 4+4E	35,24	26,54	28,22	1,25	1,06	1,33
CH 6 SP 4+4	39,96	21,51	22,51	1,78	1,05	1,86
CH 6 CP 4+4	37,31	22,58	24,01	1,55	1,06	1,65
CH 7 SP 2+2	20,01	13,89	15,04	1,33	1,08	1,44
CH 7 CP 2+2	19,85	17,94	19,42	1,02	1,08	1,11
CH 7 SP 4+4E	44,81	27,79	30,07	1,49	1,08	1,61
CH 7 CP 4+4E	39,71	35,88	38,83	1,02	1,08	1,11
CH 7 SP 4+4	39,51	26,97	29,19	1,35	1,08	1,47
CH 7 CP 4+4	41,50	29,29	31,7	1,31	1,08	1,42
Medio				1,35	1,07	1,44

Tab. 2.8 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante chiodi: resistenza ultima sperimentale e calcolata (caratteristica e media), coefficienti di sovrarresistenza

$f_{u,k} = 600MPa$ resistenza ultima caratteristica dichiarata per i chiodi;

$f_{u,m} = 592,63MPa$ resistenza media misurata per i chiodi $\varnothing 6$;

$f_{u,m} = 635,90MPa$ resistenza media misurata per i chiodi $\varnothing 7$;

$\rho_k = 380kg/m^3$ densità caratteristica del legno da normativa;

$\rho_m = 426kg/m^3$ densità media del legno misurata.

Nel caso di prove su connessioni realizzate mediante chiodi i coefficienti γ_{mat} sono maggiori rispetto quelli relativi ai chiodi, questo è dovuto al fatto che la tensione ultima media degli spinotti, è molto maggiore a quella caratteristica dichiarata.

Prova	F_u [kN]	F_k [kN]	F_m [kN]	γ_{mod}	γ_{mat}	γ_{ov}
SPI 12 1	24,90	16,35	22,19	1,12	1,36	1,52
SPI 16 1	35,30	26,80	32	1,10	1,19	1,32
SPI 20 1	44,91	39,09	46,94	0,96	1,20	1,15
Medio				1,06	1,25	1,33

Tab. 2.9 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante spinotti: resistenza ultima sperimentale e calcolata (caratteristica e media), coefficienti di sovrarresistenza

- $f_{u,k} = 400MPa$ resistenza ultima caratteristica dichiarata per gli spinotti;
 $f_{u,m} = 666,97MPa$ resistenza media misurata per gli spinotti $\varnothing 12$;
 $f_{u,m} = 516,00MPa$ resistenza media misurata per gli spinotti $\varnothing 16$;
 $f_{u,m} = 580,10MPa$ resistenza media misurata per gli spinotti $\varnothing 20$.

Per quanto riguarda i coefficienti γ_{mod} si hanno valori prossimi all'unità, ad eccezione della prova con spinotti $\varnothing 20$ che non è riuscita a manifestare appieno la resistenza per via di rotture fragili nel legno. I coefficienti γ_{mod} sono prossimi all'unità, nel caso degli spinotti l'effetto fune è del tutto assente. Tali osservazioni potrebbero indicare che, probabilmente, la sovrastima della resistenza dovuta al modello, è data solo in minima parte dalla teoria di Johansen mentre per larga parte dipende da una stima errata dell'effetto fune.

Nel caso di prove su connessioni realizzate mediante viti i coefficienti γ_{mat} sono prossimi all'unità; la tensione ultima caratteristica è dichiarata dal produttore. Le prove a trazione sulle viti utilizzate, ottenute da acciai ad alta resistenza, mette in luce una bassa dispersione nei valori di resistenza ed il valore medio è quasi coincidente con quello caratteristico dichiarato.

Prova	F_u [kN]	F_k [kN]	F_m [kN]	γ_{mod}	γ_{mat}	γ_{ov}
HBS 8 SR 2+2	25,72	13,11	13,99	1,84	1,07	1,96
HBS 8 CR 2+2	35,33	15,65	16,54	2,14	1,06	2,26
HBS 8 SR 4+4E	56,10	26,22	27,99	2,00	1,07	2,14
HBS 8 CR 4+4E	69,67	31,31	33,08	2,11	1,06	2,23
HBS 8 SR 4+4	56,91	-	-			
HBS 8 SR 4+4 v.d.	54,69	22,63	24,16	2,26	1,07	2,42
HBS 8 SR 4+4 n.d.	58,02	25,22	26,92	2,16	1,07	2,30
HBS 8 CR 4+4	76,47	27,02	28,55	2,68	1,06	2,83
HBS 10 SR 2+2	34,03	22,18	24,04	1,42	1,08	1,53
HBS 10 CR 2+2	42,15	26,54	28,4	1,48	1,07	1,59
HBS 10 SR 4+4E	76,21	-	-			
HBS 10 SR 4+4E v.d.	70,71	44,36	48,07	1,47	1,08	1,59
HBS 10 SR 4+4E n.d.	79,88	42,16	45,69	1,75	1,08	1,89
HBS 10 CR 4+4E	86,57	53,08	56,79	1,52	1,07	1,63
HBS 10 SR 4+4	74,80	-	-			
HBS 10 SR 4+4 v.d.	68,15	35,46	38,42	1,77	1,08	1,92
HBS 10 SR 4+4 n.d.	78,13	40,57	43,96	1,78	1,08	1,93
HBS 10 CR 4+4	89,89	42,43	45,39	1,98	1,07	2,12
Medio				1,89	1,07	2,02

Tab. 2.10 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante viti: resistenza ultima sperimentale e calcolata (caratteristica e media), coefficienti di sovrarresistenza

$f_{u,k} = 1000MPa$ resistenza ultima caratteristica dichiarata per le viti;

$f_{u,m} = 1044,47MPa$ resistenza media misurata per le viti $\varnothing 8$;

$f_{u,m} = 1077,37MPa$ resistenza media misurata per le viti $\varnothing 10$.

Il valore di γ_{mod} è elevato, questo è dovuto al fatto che le formule proposte da normativa non riescono a descrivere con sufficiente precisione il meccanismo resistente delle connessioni avvitate ed in particolare quello dovuto all'effetto fune. Per prove su connessioni realizzate mediante bulloni i coefficienti γ_{mat} sono compresi fra 1,11 e 1,25 poiché, come nel caso degli spinotti, la tensione ultima media dei bulloni, è maggiore di quella caratteristica dichiarata.

$f_{u,k} = 400MPa$ resistenza ultima caratteristica dichiarata per i bulloni;

$f_{u,m} = 564,30MPa$ resistenza media misurata per i bulloni $\varnothing 12$;

$f_{u,m} = 444,77MPa$ resistenza media misurata per i bulloni $\varnothing 16$;

$f_{u,m} = 575,87MPa$ resistenza media misurata per i bulloni $\varnothing 20$.

Prova	F_u [kN]	F_k [kN]	F_m [kN]	γ_{mod}	γ_{mat}	γ_{ov}
BUL 12 1	46,67	20,43	25,51	1,83	1,25	2,28
BUL 12 2	89,61	37,11	46,34	1,93	1,25	2,41
BUL 16 1	62,29	33,50	37,14	1,68	1,11	1,86
BUL 16 2	119,02	56,63	62,78	1,90	1,11	2,10
BUL 20 1	85,35	48,86	58,6	1,46	1,20	1,75
BUL 20 2	127,80	78,10	93,68	1,36	1,20	1,64
Medio				1,69	1,19	2,01

Tab. 2.11 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante bulloni: resistenza ultima sperimentale e calcolata (caratteristica e media), coefficienti di sovraresistenza

Nella Tabella 2.12 è presentato un confronto fra le sovraresistenze manifestate dai diversi tipi di connessioni. Oltre al valore medio sono presenti anche il valore massimo e il minimo in modo da rilevare il range di variazione dei parametri. Il campione di dati, rappresentato dai risultati delle prove sperimentali, è esiguo e non permette di effettuare elaborazioni statistiche significative.

	γ_{mod}			γ_{mat}		
	min	media	max	min	media	max
Chiodi	1,02	1,35	1,78	1,05	1,07	1,08
Spinotti	0,90	1,01	1,12	1,19	1,25	1,36
Viti	1,42	1,89	2,68	1,06	1,07	1,08
Bulloni	1,36	1,69	1,93	1,11	1,19	1,25

Tab. 2.12 Risultati delle prove push out su campioni realizzati mediante diverse tipologie di connettori: coefficienti di sovraresistenza

Connessioni realizzate con elementi metallici la cui resistenza reale è prossima a quella dichiarata (chiodi e viti) forniscono γ_{mat} prossimi all'unità, al contrario connettori formati da acciaio la cui resistenza reale è di gran lunga superiore a quella dichiarata (spinotti e bulloni) mostrano γ_{mat} maggiori, ad esempio gli spinotti testati presentano in media una resistenza superiore del 45% a quella dichiarata ed un γ_{mat} medio pari 1,25.

Per quanto riguarda la sovreresistenza data dal modello di calcolo, per i connettori che non manifestano effetto fune, come gli spinotti, γ_{mat} è prossimo all'unità, mentre per viti e bulloni γ_{mat} raggiunge un valori compresi fra 1,35 dei chiodi e 1,89 delle viti.

L'effetto fune è tenuto in conto dalle vigenti normative semplicemente sommando alla resistenza prevista dalla teoria di Johansen, un'aliquota della resistenza a estrazione del connettore. Il taglio resistente supplementare dato dall'effetto fune è dato da un'aliquota della massima compressione (ammissibile da normativa) che il connettore è in grado di esercitare sull' interfaccia legno – legno, moltiplicata per un coefficiente di attrito pari a 0,25. È evidente che una trattazione così semplicistica del problema non può che essere marcatamente a favore di sicurezza, portando a una sottostima della reale resistenza.

2.2 Caratterizzazione del comportamento di connessioni legno – legno sollecitate da carichi ciclici

2.3.1 *Procedura di prova ciclica, metodi per stimare la capacità dissipative della connessione*

La normativa EN 12512 partendo dal grafico F-v di una prova monotona o dall'inviluppo di una prova ciclica, fornisce i metodi tramite cui determinare il punto di snervamento convenzionale v_y . Determinato v_y la EN 12512 permette di stabilire il protocollo di prova per prove cicliche. Tale protocollo in particolare definisce la storia di carico ovvero l'ampiezza dei cicli di spostamento da imporre alla connessione. Il parametro fondamentale tramite cui viene scalata l'ampiezza dei cicli è lo spostamento allo snervamento v_y . La norma prevede la possibilità di implementare la storia di carico secondo due procedure dette breve o completa. Al Paragrafo 2.21 è stato descritto come la EN 12512 definisca il punto di snervamento ed in particolare v_y , si è a lungo discusso come i metodi proposti possano condurre alla definizione di v_y in modo non univoco e talvolta non riescano a fornire risultati attendibili per connessioni realizzate mediante viti. Nel paragrafo successivo si metterà in luce come per connessioni altamente

ingegnerizzate le difficoltà nel definire un punto di snervamento rappresentativo crescano ulteriormente.

La definizione del punto di snervamento v_y è di basilare importanza, sia per la definizione di duttilità (Paragrafo 2.23) che per l'implementazione di una corretta procedura di prova ciclica: come illustrato in Figura 2.22 la EN12512 prevede che la storia di carico (procedura completa) imposta al provino sia costituita da una serie di cicli di ampiezza crescente pari a $k v_y$ con $k = [0,25; 0,50; 0,75; 1; 2; 4; 6...]$ e che ogni ciclo sia ripetuto tre volte per ogni determinata ampiezza di spostamento superiore a $0,50 v_y$.

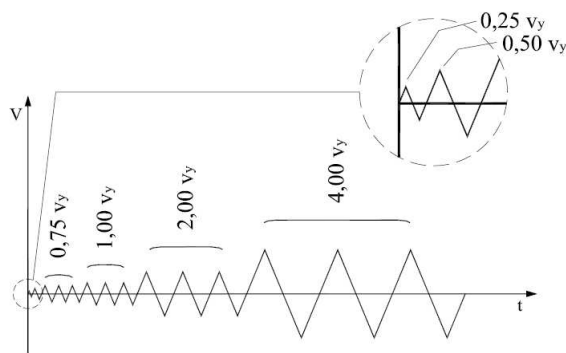


Fig. 2.22 Definizione del protocollo di prova per prove cicliche secondo EN 12512, procedura completa

A seguito di una prova ciclica, implementata secondo il protocollo di Figura 2.22, è possibile, mediante le prescrizioni della EN 12512, ricavare indicazioni relative la dissipazione energetica e la resistenza residua.

Il parametro che definisce la dissipazione di energia è lo smorzamento viscoso equivalente, secondo l'EN 12512 *“it is a non-dimensional parameter expressing the hysteresis damping properties of the joint and is measured as the ratio between the dissipated energy in one half cycle and the available potential energy multiplied by 2π , see: the equivalent viscous damping ratio is defined as $v_{eq} = E_d/(2\pi E_p)$ ”*, Figura 2.23.

La resistenza residua viene definita dalla EN 12512 come *“riduzione del carico conseguente al raggiungimento di uno scorrimento del giunto determinato tra il primo ed il terzo ciclo di uguale ampiezza”*, Figura 2.23.

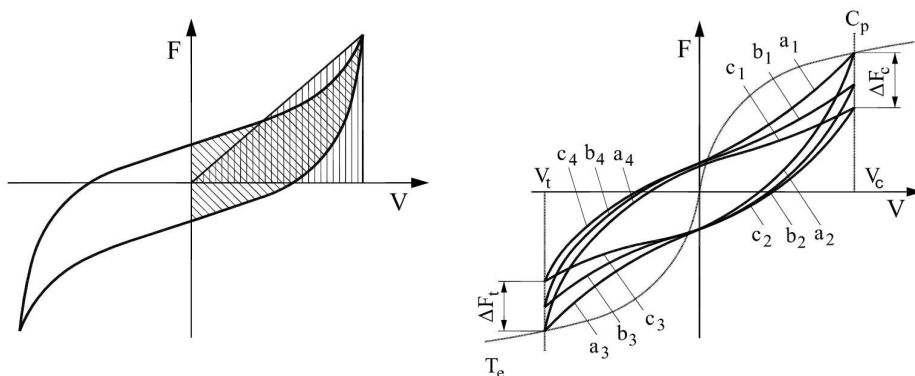


Fig. 2.23 Definizioni secondo EN12512: smorzamento viscoso equivalente v_{eq} ; resistenza residua

L'EN 1998-1 inoltre propone un metodo per definire, nota la risposta ciclica di una data connessione, la capacità dissipativa della stessa: *"in order to ensure that the given values of the behaviour factor may be used, the dissipative zones shall be able to deform plastically for at least three fully reversed cycles at a static ductility ratio of 4 for ductility class M structures and at a static ductility ratio of 6 for ductility class H structures, without more than a 20% reduction of their resistance"*.

Rileggendo quanto indicato dalla EN 1998-1, secondo una corretta interpretazione del concetto di resistenza residua, in riferimento alle richieste prestazionali di una struttura in campo sismico, sembrerebbe corretto definire la resistenza residua come rapporto fra la resistenza esibita al terzo ciclo di ampiezza $k v_y$ e la resistenza massima raggiunta durante tutta la storia di carico precedente. La procedura indicata dalla EN 12512, e riportata in Figura 2.23, sembrerebbe prescrivere di rapportare la resistenza al I ciclo e al III ciclo relativi al medesimo step di spostamento pari a $4 v_y$ o $6 v_y$.

Nel caso di prove cicliche con inviluppo monotonicamente crescente non esiste differenza fra la definizione proposta dalla EN 12512 e quella sopra suggerita, nel caso di connessioni con comportamento post elastico rammollente seguendo le indicazioni della EN 12512 è possibile interpretare in modo del tutto errato i risultati delle prove sperimentali.

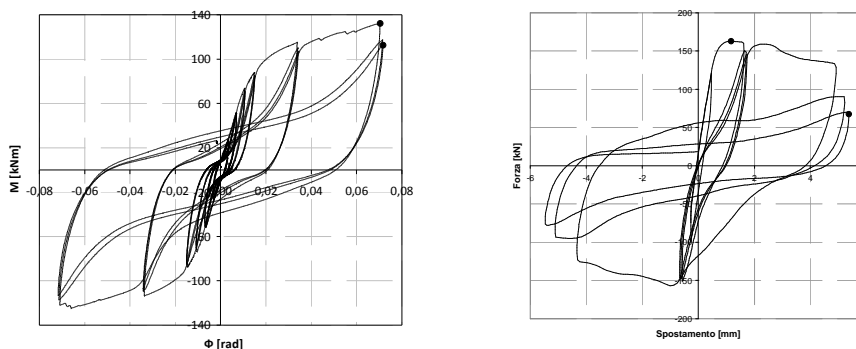


Fig. 2.24 Resistenza residua: prove su nodi a ripristino di momento, prove su connessioni a viti inclinate

In Figura 2.24 un confronto fra il tipico comportamento di nodi a momento testati ciclicamente (Capitolo 5), tratto post – elastico incrudente, ed il comportamento di connessioni realizzate mediante viti tuttofiletto inclinate (Paragrafo 2.3.2), tratto post – elastico rammollente. Viene indicata graficamente la perdita di resistenza per un ampiezza dei cicli pari a $4v_y$ per la prova su nodo a momento resistente e pari a $6v_y$ per la prova sulla connessione realizzata con viti tuttofiletto.

Da quanto esposto risulta evidente come sia indispensabile definire in modo accurato il punto di snervamento partendo dalla curva monotona poiché la definizione dei parametri in grado di caratterizzare il comportamento sismico di una connessione (duttilità secondo EN 12512 e delle capacità dissipative secondo EN 1998-1) dipendono direttamente da v_y .

Inoltre, come dimostrato al Paragrafo 2.3.3, la storia di carico adottata nel corso delle prove cicliche è funzione di v_y e a sua volta può influenzare pesantemente, se costruita partendo da v_y poco significativo, la risposta del nodo in termini di F_{max} , degrado e capacità dissipativa.

2.3.2 Analisi sperimentale, prove cicliche su connessioni a viti inclinate

Recenti studi (Blass and Bejtka, 2002; Kevarimäki 2002) hanno dimostrato che nodi assemblati con viti inclinate offrono importanti vantaggi in termini di resistenza e rigidezza se comparati a nodi assemblati tramite viti avvitate ortogonalmente rispetto gli elementi.

Si consideri il caso di una coppia di viti, utilizzate per assemblare due elementi di legno paralleli, avvitate secondo angoli diversi da zero secondo una configurazione ad X, come illustrato in Figura 2.25; in questo caso le viti riescono

trasmettere azioni parallele al piano di taglio mediante sforzi assiali trasmessi agli elementi lignei dal gambo filettato delle stesse: la forza parallela al piano di taglio viene scomposta in una coppia di azioni assiali trazione – compressione secondo uno schema reticolare.

Viti tuttofiletto disposte ad X riescono a creare un sistema altamente efficiente grazie alla propria capacità di trasmissione di sforzi a trazione e compressione parallela al gambo. Le moderne viti altamente ingegnerizzate riescono ad esprimere ottime proprietà di resistenza all'estrazione. Disponendo le viti tuttofiletto secondo una configurazione ad X è possibile ottimizzarne l'uso ottenendo prestazioni molto superiori che non utilizzandole secondo lo schema classico di connettore inserito perpendicolarmente all'elemento in legno. E' stato dimostrato sperimentalmente (Piazza et.al., 2010) che l'angolo fra l'asse della vite e la linea ortogonale al piano di taglio (Figura 2.25) ha grande influenza sul comportamento meccanico della connessione: incrementando l'angolo α' fino ad un massimo di 45° si ha aumento della resistenza e della rigidità della connessione. Allo stesso tempo, si registra, una notevole perdita di duttilità dell'intera connessione. Come ricordato da Haller (Haller, 1998), *“an efficient timber joint needs on one hand a high load bearing capacity that does not differ much from the strength of the section and, on the other hand, large deformation leading in all to high strength, stiffness and ductility”*.

Riprendendo il lavoro descritto in (Tomasini et. al, 2006) nel paragrafo successivo si dimostra che non è possibile conferire ad una connessione realizzata mediante viti inclinate alta rigidità e resistenza ed allo stesso tempo buone caratteristiche di duttilità. E' possibile, al contrario, creare un' unione sufficientemente rigida e resistente, ma allo stesso con buone proprietà in campo sismico, andando ad avvitare le viti secondo inclinazioni diverse, ad esempio metà viti potranno essere avvitate perpendicolarmente all'asse dell'elemento e metà inclinate secondo un angolo di 45° .

Nel presente paragrafo verranno esposti e commentati i risultati di una campagna di prove sperimentali, monotone e cicliche, su connessioni altamente ingegnerizzate realizzate mediante viti tuttofiletto avvitate perpendicolarmente rispetto gli elementi lignei o mediante sistemi di viti incrociate inclinate secondo diverse angolazioni (15° , 30° , 45°). Le prove sono state condotte adottando il protocollo di prova standard in particolare le prove cicliche seguono la procedura completa descritta dalla EN 12512, Figura 2.22.

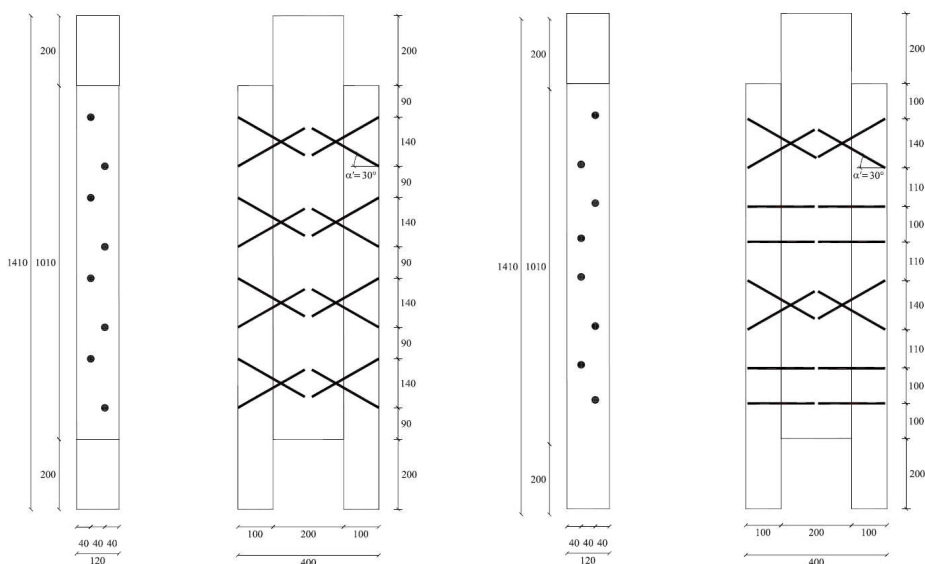


Fig. 2.25 Configurazione geometrica di campioni a viti inclinate: campione P 8_30; campione P 4_0-4_30;

In Figura 2.25 è illustrata la geometria di due campioni: il provino denominato P-8-30° è stato realizzato avvitando 8 viti autoforanti in ciascuno dei due elementi laterali secondo un angolo α' pari a 30°, il provino denominato P 4-0°_4-30°, presenta invece 4 viti autoforanti avvitate secondo un angolo α' pari a 0° e 4 viti autoforanti avvitate secondo un angolo α' pari a 30° in ciascuno dei due elementi laterali.

2.3.3 Implementazione della procedura di prova ciclica, elaborazione ed interpretazione dei risultati

Connettori altamente ingegnerizzati quali viti tuttofileto autoforanti presentano un comportamento, espresso dalla curva F-v ottenuta da prove push out monotone, completamente diverso da connessioni meccaniche tradizionali, in particolare è possibile notare una marcata non linearità.

Le viti autoforanti sono realizzate mediante acciaio ad alta resistenza, esse sono in grado di esprimere una notevole resistenza all'estrazione che si traduce in uno spiccato effetto fune.

Viti autoforanti avvitate con un'inclinazione α rispetto l'asse dell'elemento, in modo da lavorare a taglio trazione, o sistemi di viti incrociate, in grado di scomporre le forze di taglio fra gli elementi secondo uno schema isostatico

tirante-puntone, garantiscono elevate rigidzze associate ad alte resistenze a fronte di un calo di duttilità.

Nel caso di viti tuttofiletto osservando la curva F-v Figura 2.26 prove P 8_30, è possibile notare un tratto iniziale rigido dato dall'attrito statico (le viti tendono a comprimere fra loro gli elementi lignei), quindi una fase non lineare che porta ad un picco di resistenza seguito da una veloce caduta di resistenza. In opera, a causa del movimento igroscopico del legno, non è possibile fare affidamento sull'attrito.

Le curve sopra descritte sono di difficile interpretazione: se analizzate mediante la EN 12512 è necessario utilizzare il metodo b che fornisce rigidzze e duttilità eccessive; nel caso in esame vu è pari allo scorrimento associato a $0,8 F_{max}$. Per connettori a viti incrociate la duttilità statica calcolata secondo EN 12512 è dell'ordine di 10 – 80 con v_y dell'ordine dei 0,5 mm, secondo il metodo adottato la duttilità è dell'ordine di 4-30 e v_y dell'ordine dei 1,5 mm; in tabella 2.14 sono riportate le grandezze ricavate tramite il metodo grafico ed inoltre le rigidzze calcolate adottando il valore di v_y ricavato tramite la EN 12512, è possibile notare come adottando il metodo b della EN 12512 si sovrastimi la rigidzza offerta dal nodo.

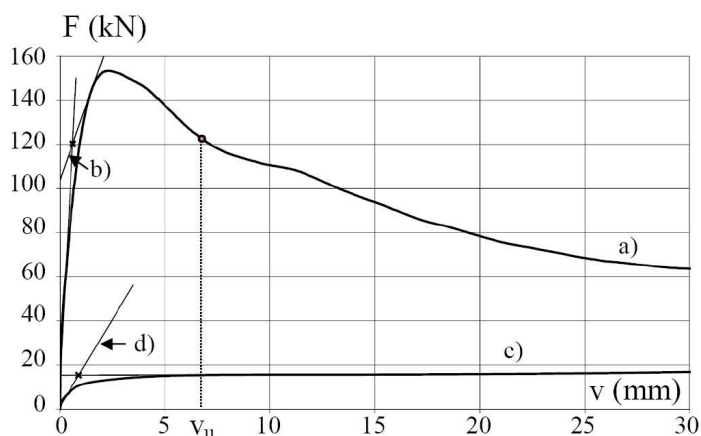


Fig. 2.26 Applicazione del metodo b secondo EN 12512: curva F-v relativa al test su connessione a viti inclinate P 8_30 a); relativa bilaterale approssimante b); curva F-v relativa al test su connessione chiodata CH 6 CP 2+2 c); e relativa bilaterale approssimante d)

Si è quindi scelto di determinare il punto di snervamento relativo ai test su provini connessi con viti tuttofiletto mediante un metodo grafico: si traccia una retta in grado di descrivere la fase pre-snervamento (retta non passante per l'origine a causa del tratto rigido dato dall'attrito) e la si interseca con una seconda retta

orizzontale (quasi orizzontale) passante per il picco di forza massima; sono significativi i primi 10 mm di scorrimento Figura 2.27.

In Figura 2.27 è riportata l'applicazione del metodo b della EN 12512 comparato con il metodo proposto.

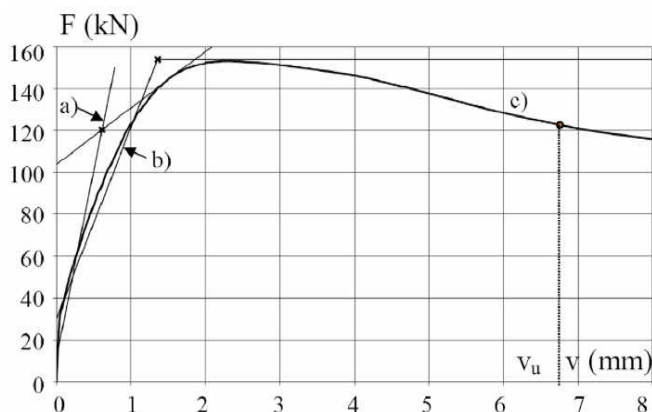


Fig. 2.27 Confronto fra diversi metodi utilizzati nella definizione del punto di snervamento: a) curva approssimante ricavata mediante metodo b secondo EN 12512; b) applicazione del metodo grafico; c) curva F-v relativa al campione a viti inclinate P 8_30;

Adottando v_y ricavati secondo la EN 12512 si sarebbero implementate storie di carico non rappresentative degli spostamenti richiesti al nodo, nel momento in cui la connessione, parte di un sistema strutturale, venisse sollecitata sismicamente.

L'adozione di una storia di carico basata su v_y eccessivamente piccoli e quindi non rappresentativi del reale comportamento a snervamento di una connessione porta al degrado del nodo a seguito di un numero eccessivo di cicli a piccoli spostamenti. In Figura 2.28 viene presentata una prova ciclica implementata imponendo una storia di carico con un numero eccessivo di cicli di ampiezza ridotta, tale prova è relativa ad un campione assemblato con viti perpendicolari rispetto al piano di taglio P 8-0.

Osservando i risultati di test ciclici eseguiti su provini assemblati con viti inclinate riportati in Figura 2.36 è possibile notare come il grafico F-v relativo ai test ciclici vada a sovrapporsi con buona approssimazione all'andamento della curva F-v monotona, è possibile notare inoltre come si raggiungano tipicamente cicli di ampiezza pari a 20 – 30 mm con un calo della resistenza rispetto alla curva monotona nella maggioranza dei casi inferiore al 50 %. Nel caso del provino P 8-0 al contrario, benché la rigidità sia di un ordine di grandezza inferiore rispetto quella evidenziata da provini a viti inclinate, l'ampiezza dei cicli finali è inferiore ai

20 millimetri. Si ha inoltre una brusca caduta di resistenza per uno spostamento pari a 15 millimetri. Tale comportamento è da imputare al degrado del nodo dato dall'elevato numero di cicli di piccola ampiezza.

In Figura 2.36 è possibile notare inoltre come esista un punto di passaggio netto fra fase elastica e fase anelastica che corrisponde con buona approssimazione, nei primi quattro casi, al punto di forza massima. Il provino P 8-0 denota una fase iniziale di rigidità elevata, probabilmente dovuta ad effetti di attrito dato dalla pretensione indotta dalle viti, un primo ginocchio, una seconda fase elastica di rigidità inferiore, un picco di carico seguito da una fase anelastica. La curva è di difficile interpretazione e, applicando meccanicamente il metodo b della EN 12512, si determina un punto di snervamento (punto B) di ascissa inferiore all'ascissa del primo cambio di pendenza della curva monotona. Assumendo v_y calcolato secondo il metodo b della EN12512 come parametro di ampiezza della storia di carico ciclica si ottiene una prova che va a testare il provino in fase elastica ovvero non significativa per la caratterizzazione della connessione in condizioni sismiche.

La corretta caratterizzazione del comportamento di una connessione a carichi ciclici dipende dall'aver imposto una corretta storia di carico che a sua volta è funzione dello scorrimento a snervamento. Se ne deduce che è di fondamentale importanza determinare v_y in modo corretto.

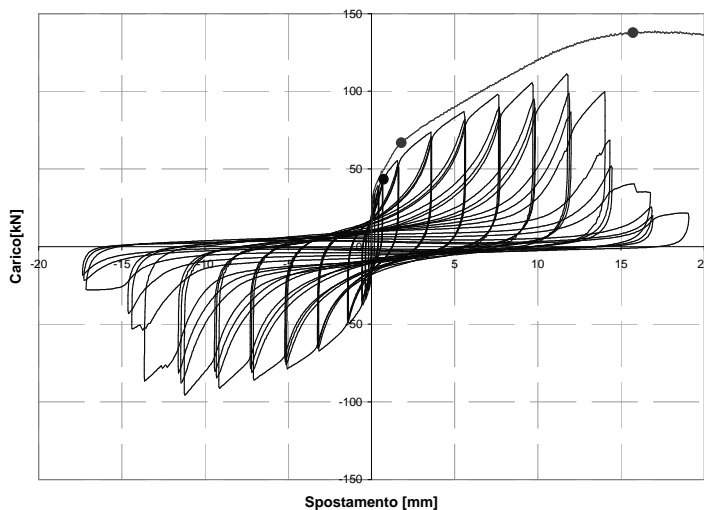


Fig. 2.28 Curva F-v relativa ad una prova ciclica su campione realizzato con viti tuttofiletto sollecitato da una storia di carico con eccessivo numero di cicli a basso spostamento

Verrà di seguito descritta la procedura, conforme alle indicazioni normative, che ha portato alla caratterizzazione del comportamento dei provini testati ciclicamente assemblati mediante viti tuttofiletto inclinate.

I risultati della campagna sperimentale sono esposti al Paragrafo 2.3.4 in termini di:

- forza residua, F_{res} ;
- smorzamento viscoso equivalente, v_{eq} ;
- rigidità;
- resistenza;
- capacità deformative assolute.

A titolo di esempio si riporta la procedura applicata al provino P 4-0_4-45.

Mediate metodo grafico descritto in Figura 2.27 si determina il punto di snervamento ed in particolare v_y partendo dalla curva F-v ricavata dai dati sperimentali delle prove monotone push – out.

E' quindi necessario testare ciclicamente, secondo il protocollo di Figura 2.22, un campione geometricamente identico a quello testato monotonicamente; nel caso in esame v_y calcolato mediante metodo grafico è pari a 1.01 mm.

La prova viene eseguita in controllo di spostamento; la storia di carico imposta in termini di t-v è riferita allo spostamento della testa dell'attuatore mentre i dati registrati mediante centralina e utilizzati per le successive analisi sono relativi agli scorrimenti legno – legno misurati mediante quattro trasduttori di spostamento. Le elaborazioni successive sono state eseguite partendo dalla media dei quattro scorrimenti registrati.

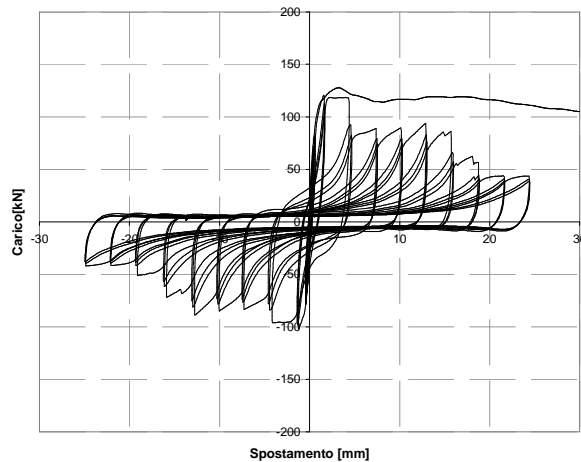


Fig. 2.29 Prova P 4-0_4-45, curve F-v monotona e ciclica

E' necessario distinguere i singoli cicli per il calcolo di v e F residua. I dati sono stati elaborati mediante foglio di calcolo. A causa della grande mole di dati, in media ogni prova conta circa 20000 sample, si è reso indispensabile implementare procedure automatiche in grado di distinguere i singoli cicli e calcolare gli integrali necessari alla definizione di v . Le procedure automatizzate sono state implementate mediante linguaggio Visual Basic.

Si riportano i grafici relativi ai tre cicli di ampiezza pari a $6 v_y$. In riferimento ai grafici del I e del III ciclo rappresentati in Figura 2.30 è interessante far notare la diversa forma e diversa area sottesa al ciclo.

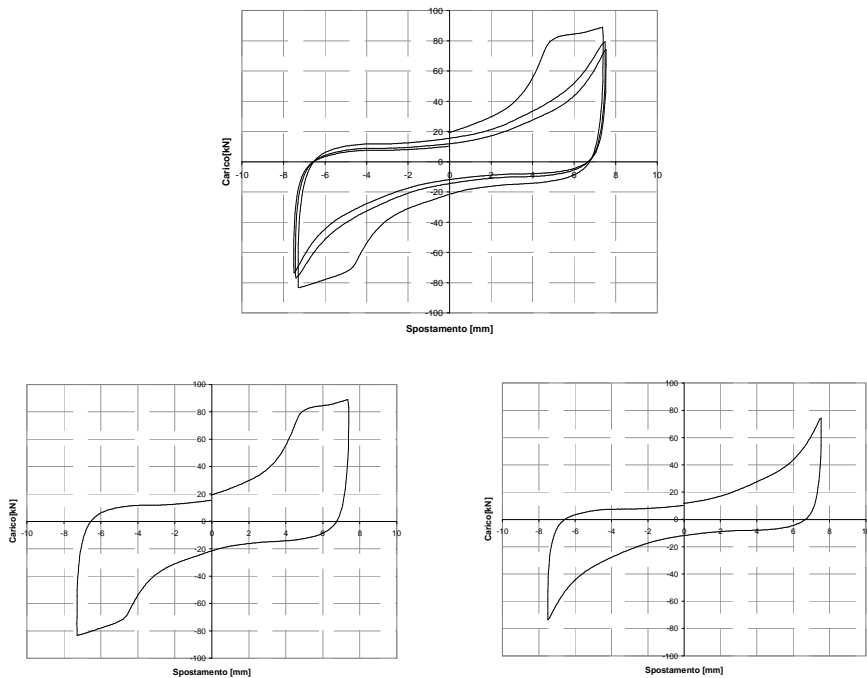


Fig. 2.30 Prova P 4-0_4-45, curva $F-v$ relativa ad uno spostamento pari a $6 v_y$: cicli I, II, e III sovrapposti; ciclo I; ciclo III

E' immediato osservare come il III ciclo di isteresi di Figura 2.30, rispetto il ciclo vergine, abbia un' area inferiore con forma più assottigliata e spigolosa, sinonimo di una minore dissipazione. Nel caso del primo ciclo oltre al contributo dato dallo snervamento dei connettori in acciaio, è presente l'effetto dissipativo dato dallo schiacciamento o rottura locale delle fibre di legno.

	Ciclo I	Ciclo II	Ciclo III
$F_{,max}$ [kN]	88,98	79,24	74,30
$v_{,max}$ [mm]	7,40	7,50	7,54
$F_{,min}$ [kN]	-83,24	-76,94	-73,46
$v_{,min}$ [mm]	-7,30	-7,43	-7,51
v_{eq}	23,26	17,14	15,33

Tab. 2.13 Prova P 4-0_4-45, grandezze caratterizzanti i cicli di ampiezza $6v_y$

In conclusione le grandezze indispensabili alla caratterizzazione del comportamento ciclico della connessione sono state riepilogate in una tabella e quindi espresse in forma grafica.

Ciclo	Spostamenti			Forze,I			Forze,III			Fres	v.I	v.III
	Max	Min	Medio	Max	Min	Medio	Max	Min	Medio			
0,75 v_y	0,39	-0,29	0,34	67,08	-67,32	67,20	63,22	-66,04	64,63	0,58	19,25	18,19
v_y	0,60	-0,42	0,51	82,10	-78,46	80,28	78,98	-77,28	78,13	0,70	17,21	16,33
2 v_y	1,63	-1,26	1,44	120,42	-102,24	111,33	108,82	-95,40	102,11	0,92	21,56	15,60
4 v_y	4,39	-4,18	4,29	118,40	-96,26	107,33	82,52	-78,12	80,32	0,72	30,53	20,17
6 v_y	7,40	-7,30	7,35	88,98	-83,24	86,11	74,30	-73,46	73,88	0,66	23,26	15,33
8 v_y	10,19	-10,06	10,12	89,70	-85,04	87,37	74,18	-73,92	74,05	0,67	17,25	12,83
10 v_y	12,93	-12,78	12,85	93,90	-88,94	91,42	75,88	-75,38	75,63	0,68	14,33	11,79
12 v_y	15,75	-15,91	15,83	86,20	-71,76	78,98	57,24	-56,88	57,06	0,51	14,38	12,38
14 v_y	18,75	-19,14	18,95	62,30	-71,76	67,03	40,90	-38,84	39,87	0,36	14,78	13,89
16 v_y	21,62	-22,08	21,85	43,80	-41,60	42,70	39,06	-37,68	38,37	0,34	16,07	13,63
18 v_y	24,41	-24,88	24,64	43,52	-42,12	42,82	38,90	-38,12	38,51	0,35	15,10	12,71

Fig. 2.31 Prova P 4-0_4-45, tabella riassuntiva

Si è scelto di presentare i risultati riferiti all'ampiezza dell'ennesimo ciclo espresso come multiplo di v_y , e non in termini di spostamento, espresso in millimetri, per due motivi: in primo luogo poiché il fine ultimo è individuare la classe di dissipazione del nodo secondo EC8 (che prevede di determinare la F residua per 4 v_y o 6 v_y), in secondo luogo per poter confrontare i risultati di connessioni diverse caratterizzate da rigidezze assai dissimili e quindi sollecitate da storie di carico con ampiezza diversa.

Vengono di seguito riportati i grafici relativi a:

- andamento della forza (riferita al I ciclo ed al III ciclo), figure 2.32 e 2.33;
- andamento dello smorzamento viscoso equivalente (riferito al I ciclo ed al III ciclo), , figure 2.32 e 2.33;
- grafico riassuntivo con andamento dello smorzamento viscoso equivalente al III ciclo e della forza residua, Figura 2.34.

Osservando il grafico di Figura 2.32 è interessante notare come il calo di resistenza residua sia dovuto a due fattori:

- calo dovuto al comportamento postelastico rammollente della connessione;
- calo dovuto al degrado della resistenza fra il I ciclo ed il III ciclo.

Mettendo a confronto i grafici di Figura 2.32 o 2.33 si può notare come forti cali di resistenza in senso assoluto siano associati a picchi di smorzamento, ovvero, picchi di dissipazione di energia, sono dovuti a fenomeni anelastici a livello locale quali rifollamento, strappo della fibra nell'intorno della zona filettata della vite o nascita e evoluzione di fessure nel legno che inevitabilmente comportano perdita di resistenza della connessione.

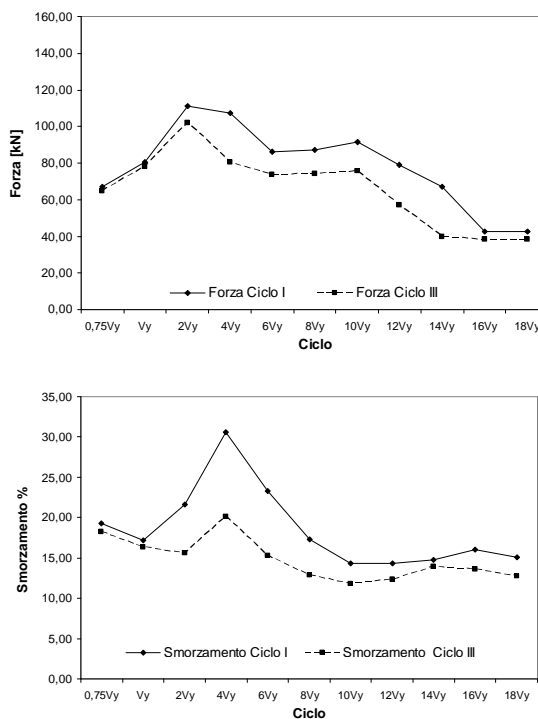


Fig. 2.32 Prova P 4-0_4-45: andamento della forza; andamento v_{eq}

La differenza fra v_{eq} calcolata al I ciclo ed al III ciclo è marcata proprio nelle fasi in cui si ha perdita di resistenza della connessione: all'aumentare dell'ampiezza dei cicli si hanno rotture, strappi nella fibra di legno dovuti all'estrazione delle viti o rifollamento dei fori per il contatto vite - legno. Tali fenomeni plastici irreversibili avvengono ad ogni incremento di spostamento e danno luogo ad un incremento di dissipazione di energia una sola volta per un dato livello di spostamenti. Tale fenomeno è particolarmente evidente nel caso del provino P 8-45 che presenta un comportamento fragile: raggiunto il picco di resistenza si ha rapido

indebolimento della connessione (resistenza ridotta del 50% dopo due step di carico) tale comportamento è dovuto alla perdita di resistenza delle viti ad estrazione.

Nella fase iniziale (il calcolo di v_{eq} è significativo solo per spostamenti prossimi allo snervamento) o finale delle prove, la differenza di v_{eq} al I ciclo e al III ciclo è contenuta ed è pari alla capacità dissipativa dovuta a fenomeni legati al degrado locale delle fibre di legno mentre v_{eq} al III ciclo, pressoché costante, è dovuta a fenomeni d'attrito e legati alla plasticizzazione dei connettori metallici.

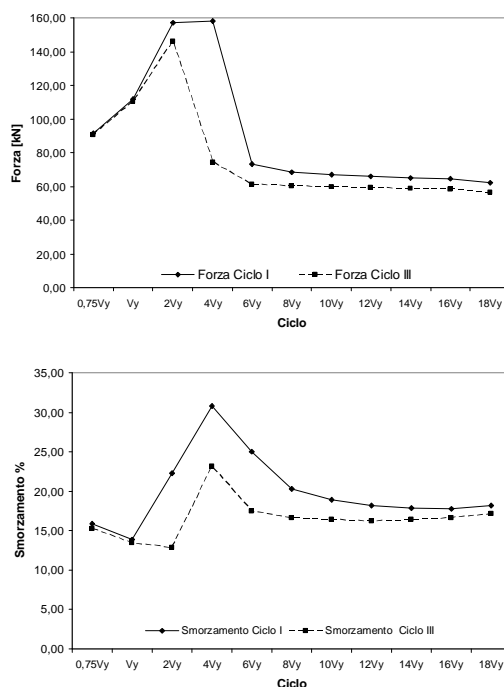


Fig. 2.33 Prova P 8-45: andamento della forza; andamento v_{eq}

Il grafico di Figura 2.34 riassume i parametri fondamentali per la caratterizzazione del comportamento ciclico di connessioni in legno:

- andamento della F_{res} residua;
- andamento di v_{eq} .

Per una caratterizzazione completa del comportamento della connessione è necessario associare a F_{res} e v_{eq} le caratteristiche di :

- andamento della resistenza assoluta del nodo;
- rigidità iniziale;
- capacità deformativa in senso assoluto.

Al Capitolo 6 verranno presentati i principi per il progetto di strutture in legno in zona sismica proposti dall'EC8 e in particolare le prescrizioni relative alla determinazione del fattore di struttura "q"; si noti come l'EC8 non faccia esplicito riferimento alla v_{eq} . Nel metodo di progettazione secondo il Direct Displacement Based Design (M.J.N. Priestley et.al., 2007) lo smorzamento viscoso equivalente v_{eq} è uno dei due parametri fondamentali, con lo spostamento di progetto, per definire l'effetto del sisma sulla struttura in esame. In riferimento alla tipologia di connessioni e di strutture presentata al Capitolo 3 è stato proposto un metodo di calcolo secondo DDBD (C.Loss, 2009).

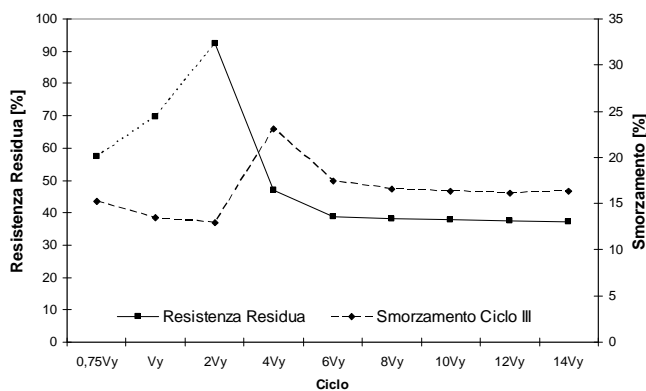


Fig. 2.34 Prova P 4-0_4-45, grafico riassuntivo: resistenza residua; v_{eq} al III ciclo

In conclusione è utile notare ancora una volta come una errata applicazione dei metodi forniti da normativa possa portare ad una interpretazione forviante dei dati sperimentali con conseguenze pericolose da un punto di vista progettuale.

Nel caso in esame, provino P 4-0_4-45, l'applicazione del metodo b della EN 12512 fornisce v_y pari a 0,30 mm mentre mediante metodo grafico si ottiene $v_y = 1.01$ mm, in Figura 2.27 il procedimento adottato applicato al provino P 8_30.

Si analizzi il grafico di Figura 2.35 che illustra l'andamento della $F_{residua}$ relativa al provino P 4-0_4-45. Seguendo il metodo proposto dall' EC8 è stata definita la capacità dissipativa del nodo. Prendendo in esame un'ampiezza dei cicli di $4v_y$, calcolata secondo metodo grafico, pari a 4.04 mm si desume che il nodo ha bassa capacità dissipativa, $F_{residua} = 74$ %, indicata in Figura 2.35 dal triangolo. Se la prova fosse stata implementata utilizzando v_y ricavato secondo metodo b della EN 12512 si sarebbe ottenuta una risposta simile a quella rappresentata in Figura 2.35. La capacità dissipativa del nodo sarebbe stata valutata per $6v_y$ pari ad uno spostamento di 1.80 mm prossimo al picco di resistenza massima dove la

F_{residua} è pressoché pari al 100 %, in Figura 2.35 indicata dal cerchio di dimensioni maggiori. Il nodo sarebbe stato definito ad alta capacità dissipativa.

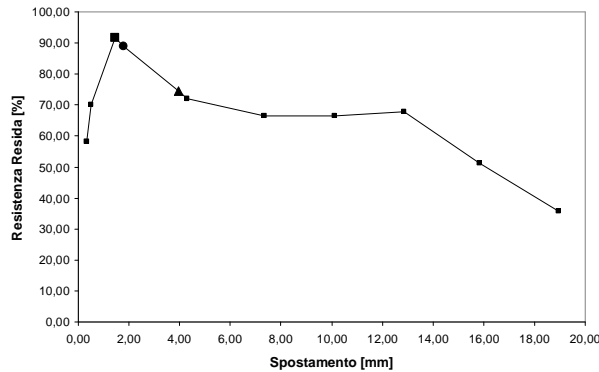


Fig. 2.35 Prova P 4-0_4-45; ambiguità nel calcolo della capacità dissipativa secondo EC8 legata alla definizione di v_y secondo diversi metodi

Tenendo conto anche di problemi di degrado del nodo esposti al Paragrafo 2.3.3, evidenti solo per un numero elevato di cicli, è possibile affermare che se v_y viene sottostimato, sovrastima della rigidità iniziale della connessione, esiste il rischio di interpretare i risultati delle prove cicliche in modo errato sovrastimando le capacità dissipative del nodo.

2.3.4 Resistenza, rigidità e capacità dissipative del nodo

Le figure 2.36 e la Tabella 2.14 sintetizzano i risultati della campagna sperimentale. In particolare in Figura 2.36 sono riportati:

- nella colonna sinistra i grafici riportanti le curve F-v relative ai test ciclici sovrapposte alle curve relative ai test monotoni (punto A: carico massimo; punto B: valore del carico al terzo ciclo di ampiezza pari a $4v_y$; punto C: valore del carico al terzo ciclo di ampiezza pari a $6v_y$);
- nella colonna destra, in nero, i grafici relativi all'andamento della resistenza residua (F_{II}/F_{MAX} [%]), in grigio allo smorzamento al terzo ciclo (equivalent viscous damping ration v_{eq} [%]).

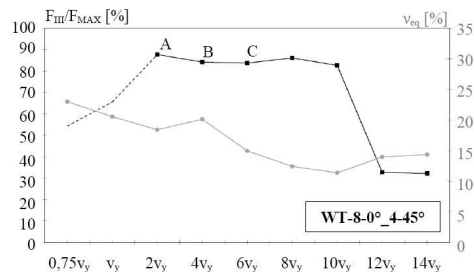
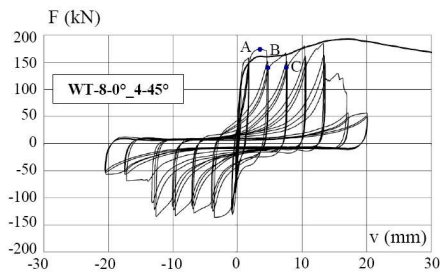
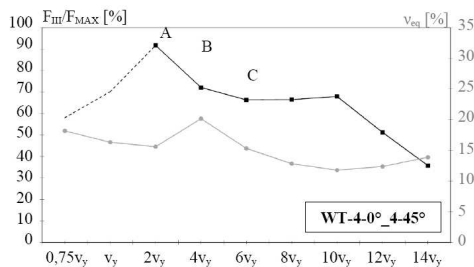
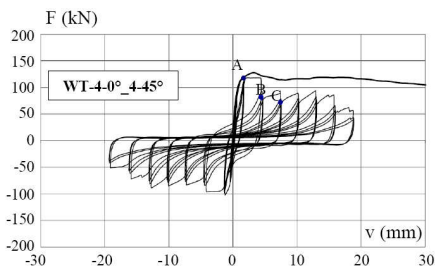
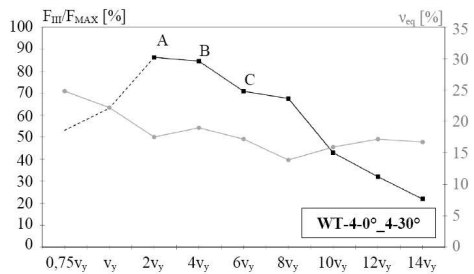
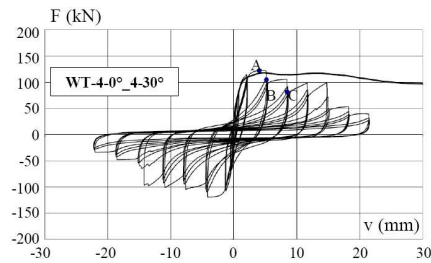
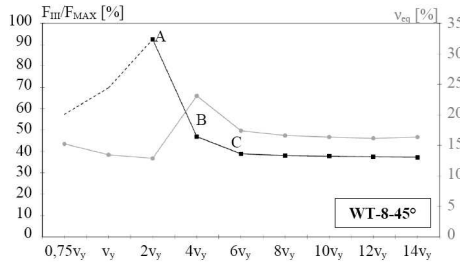
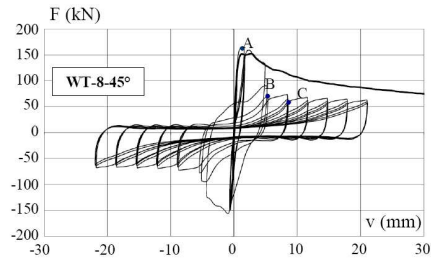
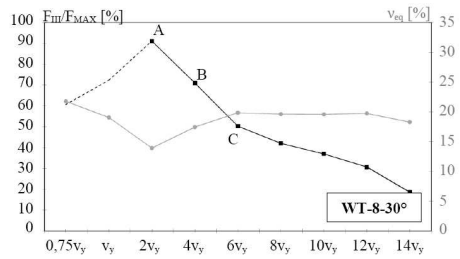
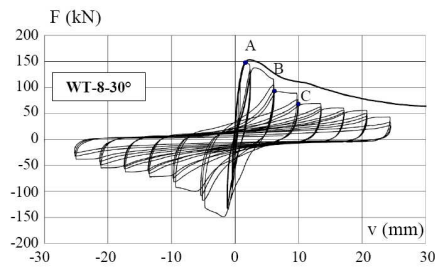


Fig. 2.36 Prove cicliche su campioni a viti inclinate elaborazione dei dati sperimentali

I valori di rigidezza, resistenza e duttilità sono stati ricavati dalla rielaborazione dei risultati delle prove monotone. I dati sperimentali permettono di verificare l'influenza dell'inclinazione delle viti relativamente alla rigidezza e resistenza della connessione: in accordo con il modello proposto da vari Autori (Bejtka and Blass, 2002, Piazza et. al, 2010), la resistenza aumenta del 23 % se l'inclinazione delle viti varia da 15° a 45° mentre la rigidezza aumenta di quasi il 600 %.

La duttilità statica, stimata secondo la definizione proposta dall'EN 12512, non sembra fornire indicazioni utili alla comprensione della reale capacità dissipativa del giunto. Nel caso in esame la duttilità statica dipende essenzialmente dalla rigidezza della connessione e non riesce a dare informazioni sulla risposta del giunto in campo sismico.

I valori dello smorzamento equivalente v_{eq} e della classe di dissipazione energetica sono stati ottenuti partendo dai dati relativi alle prove cicliche elaborati secondo la procedura esposta al Paragrafo 2.3.3. In accordo con l'EC8, la capacità dissipativa del nodo è stata determinata ricavando il decremento di resistenza relativo ai cicli di ampiezza $4v_y$ e $6v_y$; tale decremento è stato computato come differenza fra il valore del carico al terzo ciclo e il valore di resistenza massima espressa nel corso dell'intera prova.

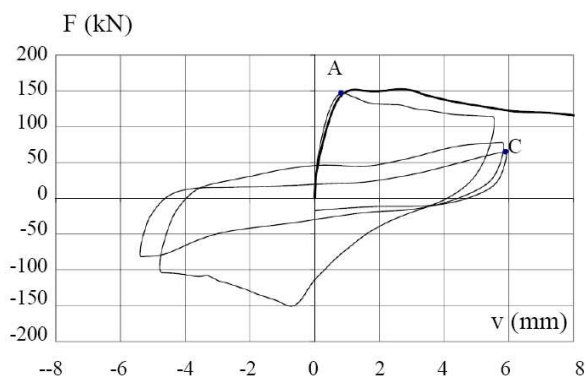


Fig. 2.37 Test P 8-45: curve F-v monotona e ciclica secondo procedura breve da EN 12512; il punto A indica il carico massimo, il punto B il carico al ciclo III di ampiezza pari a $6v_y$

La capacità dissipativa delle connessioni testate è stata ricavata mediante la procedura completa descritta dall'EN 12512 cui fa riferimento l'EN 1998-1. In alternativa è possibile utilizzare la procedura breve, descritta dall'EN 12512, di cui si riporta un esempio in Figura 2.37, in questo caso è possibile applicare al provino, partendo dalla condizione indeformata direttamente tre cicli di ampiezza pari a $4v_y$ (connessione con media capacità dissipativa) o pari a $6v_y$,

(connessione con alta capacità dissipativa). Nel caso in esame, P 8-45°, il ciclo è di ampiezza $6v_y$, la caduta di resistenza pari al 60 % perciò il nodo non può essere considerato ad alta capacità dissipativa.

Come riportato in tabella 2.14, nodi assemblati con viti prossime a 0° hanno dimostrato un buon comportamento a carichi ciclici con basso degrado a seguito dei cicli isteretici per ogni singolo incremento di spostamento. Al contrario collegamenti con viti a 45° hanno messo in luce gravi problemi di degrado: le viti sono sottoposte principalmente a sforzi assiali che causano un veloce decremento della resistenza ad estrazione delle stesse.

	P 8-0	P 8-15	P 8-30	P 8-45	P 4-0_4-15	P 4-0_4-30	P 4-0_4-45	P 8-0_4-45
F_y [kN]	137	105	152	151	89	106	116	156
v_y [mm] ^(*)	12,5	2,72	1,36	0,81	2,73	1,38	1,01	0,97
F_{max} [kN]	142	116	153	152	116	117	127	193
v_u [mm]	30,0	10,4	6,8	6,1	30,0	30,0	30,0	30,0
F_u [kN]	131	93,3	122	121	108	96,5	105	168
D ^(*)	2,4	3,8	5,0	7,5	11,0	21,7	29,7	30,9
D ^(**)	11,5	23,1	11,3	17,9	57,7	88,2	93,8	78,9
k [kN/mm] ^(*)	7,0	25,0	89,7	149	19,8	51,4	80,2	119
k [kN/mm] ^(**)	31,9	131	199	338	106	212	258	299
$v_{eq,III,max}$ [%]	30	26	21	23	32	24	21	23
$v_{eq,III,min}$ [%]	7	14	13	12	12	13	12	11
EC8 class	H	H	L	L	H	H	L	H
n_{screws}	16	16	16	16	16	16	16	24
F_{max} / n_{screws} [kN]	8,87	7,29	9,58	9,52	7,28	7,36	7,99	8,04
k / n_{screws} [kN/mm] ^(*)	0,44	1,56	5,61	9,34	1,24	3,22	5,01	4,98
(*) v_y ricavato mediante metodo grafico descritto al paragrafo 2.3.3								
(**) v_y ricavato mediante i metodi forniti da EN 12512								

Tab. 2.14 Risultati sperimentali per test monotoni e ciclici su campioni a viti inclinate

Da quanto sintetizzato in tabella 2.14 non sembra possibile stabilire una relazione fra duttilità statica e capacità del nodo di dissipare energia. E' possibile notare invece come all' aumentare dell'angolo di infissione delle viti da 0° a 45° si abbia una chiara riduzione nella capacità dissipativa del nodo (classe H per angoli nell'intervallo 0° - 15°, L per angoli nell' intervallo 30 ° 45°).

3. GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE IN ZONA SISMICA

3.1 Introduzione

Da sempre utilizzato quale materiale strutturale nella costruzione di telai, solai, coperture e ponti, il legno ha ritrovato grande considerazione in applicazioni strutturali civili grazie all'introduzione del lamellare e di altri prodotti a base di legno (pannelli di compensato strutturale, pannelli di fibre e pannelli di tavole incrociate) e grazie a innovativi sistemi di connessione ed assemblaggio.

Nei prossimi anni è probabile ed auspicabile un ulteriore incremento nell'utilizzo del legno massiccio e lamellare come materiale strutturale o non strutturale (elementi secondari di finitura e isolamento) in costruzioni civili ed industriali.

E' possibile ammirare coperture in legno ad arco reticolare di luce superiore a 80 m o realizzate con travi a parete piena fino a 30 m di luce oppure ponti pedonali strallati, con impalcato in lamellare, di 100 m di luce. Allo stesso tempo il legno si presta a realizzare in modo semplice ed economico coperture e solai (anche con tecnica mista legno - calcestruzzo) che trovano largo impiego nella costruzione di civili abitazioni.

In edilizia si parla spesso di sostenibilità, di risparmio energetico e della necessità di mettere in relazione il costruito con l'ambiente che lo ospita. Anche in quest'ottica sicuramente il legno e' stato fortemente rivalutato riscoprendone le qualità, ben note nell'edilizia tradizionale, ovvero: la possibilità di reperire la materia prima in loco, le ottime caratteristiche meccaniche, la semplicità e versatilità di impiego, le proprietà di isolante termico e acustico e la possibilità di reimpiegare gli elementi lignei o di bruciarli, ricavandone energia, una volta demolita la costruzione.

A fronte dei pregi del materiale, la progettazione di strutture in legno risulta assai complessa e richiede approfondite conoscenze teoriche accompagnate dall'intuizione e dalla capacità, che deriva dall'esperienza, di comprendere i punti critici della struttura.

Il legno lamellare e i prodotti a base di legno sono materiali dalle caratteristiche meccaniche microscopiche, macroscopiche e di progetto non ancora definite con sufficiente accuratezza, sia per la relativa scarsità di studi pubblicati, se comparati a quelli relativi ad altri materiali, sia per la complessità intrinseca del materiale legno.

Il legno e' un materiale anisotropo, con comportamento elastoplastico a compressione e fragile a trazione e a taglio; esso ha caratteristiche meccaniche che possono variare notevolmente da elemento ad elemento, il legno risulta fortemente influenzato dalle caratteristiche ambientali (umidità e temperatura) e

dalla tipologia di carico agente e con forti movimenti igroscopici nelle diverse direzioni. La crisi degli elementi è spesso indotta da imperfezioni quali cretti, nodi, fibratura non parallela al bordo dell'elemento. Tali imperfezioni incidono in modo più marcato nelle membrature di legno massiccio – spesso caratterizzate dalla presenza di difetti localizzati – piuttosto che nel lamellare.

Il comportamento di elementi in legno, quali travi o aste in strutture reticolari, è relativamente semplice da interpretare e porta a regole di progetto, pratiche da utilizzare, e, sufficientemente affidabili. Osservando la struttura nel suo complesso è evidente come il punto cruciale delle costruzioni in legno siano le connessioni. Si distinguono connessioni moderne, in cui i due elementi lignei vengono uniti tramite piastre e connettori in acciaio, oppure utilizzando barre ancorate all'asta con resine, e, connessioni tradizionali, in cui le azioni vengono trasferite tramite il contatto elementi in legno opportunamente lavorati.

Partendo dalle considerazioni sopra esposte e' possibile intuire come, lo sviluppo del settore legno, ed in particolare delle tecniche costruttive utilizzate nell'edilizia abitativa e nella costruzione di grandi strutture, quali centri polifunzionali, capannoni e ponti in legno, sia intimamente legato allo studio ed alla definizione di sistemi di connessione innovativi ed efficienti. In particolare si avverte l'esigenza di definire regole progettuali e costruttive in grado di portare al dimensionamento ed alla verifica di nodi semirigidi in grado di ripristinare in toto o in parte la continuità fra due elementi lignei.

3.1.1 Strutture in legno, sistemi costruttivi

In riferimento all'edilizia moderna è possibile distinguere diverse tipologie costruttive realizzate mediante elementi lignei. Ci si soffermerà sull'analisi di tipologie strutturali tipiche delle costruzioni civili ed in particolare dell'edilizia abitativa o destinate ad attività commerciali e produttive in genere; verranno tralasciate altre strutture, quali coperture e ponti in legno.

E' possibile distinguere diverse categorie di strutture in legno in funzione della modalità di trasferimento dei carichi a terra.

- Strutture a setti portanti, con parete a telaio leggero o a parete massiccia:
 - i carichi verticali gravanti sui solai vengono trasferiti a terra mediante elementi bidimensionali continui verticali;
 - i carichi orizzontali vengono trasferiti a terra mediante i medesimi elementi verticali che fungono quindi da pareti di controvento.



Fig. 3.1 Edificio residenziale a parete portante realizzato presso Växjö, Svezia

La tecnica a telaio leggero prevede, per la formazione di pareti e solai, l'utilizzo di strutture costituite da piccoli telai in segati di legno, controventate con l'ausilio di pannelli in legno chiodati ai telai. Rappresenta il sistema costruttivo tradizionale in Paesi del Nord America e del Nord Europa, in cui la maggior parte delle case vengono costruite in legno. I vantaggi della tecnica costruttiva sono la leggerezza della struttura e la possibilità di prefabbricazione, gli svantaggi sono dati dalla difficoltà nell'interpretazione del comportamento strutturale, data dalla grande iperstaticità della struttura e dall'impossibilità di modellare la deformabilità delle connessioni presenti. Questo porta all'adozione di modelli di calcolo altamente semplificati se non, come succede in Nord America, ad una costruzione eseguita in base a sole prescrizioni normative sui particolari costruttivi.



Fig. 3.2 Edificio in costruzione, tecnologia XLAM

La tecnica costruttiva a parete massiccia, di recente sviluppo, si sta rapidamente diffondendo per via della possibilità di una prefabbricazione molto spinta, che porta alla possibilità di montaggio della struttura in tempi molto ristretti. La tecnica costruttiva si è sviluppata con l'entrata sul mercato dei pannelli di tavole incrociate, comunemente denominati XLAM. Lo svantaggio, anche questa volta, è dato dalla difficoltà nella modellazione strutturale; la struttura può essere quindi progettata o tramite metodi di calcolo semplificati oppure tramite complessi modelli elementi finiti i cui risultati sono di difficile interpretazione.

Solo un breve accenno alle costruzioni massicce tipo "Blockbau" che possono essere considerate appartenenti alla categorie delle strutture a setti portanti. Il "Blockbau" rappresenta una delle più antiche tecniche costruttive per edifici in legno: i tronchi venivano sovrapposti orizzontalmente in modo da formare pareti. La stabilità strutturale è data dall'intaglio dei tronchi in corrispondenza delle intersezioni agli spigoli, in maniera che i piani delle pareti si blocchino reciprocamente. Questa tecnica è stata riscoperta con la recente diffusione delle macchine a controllo numerico per la lavorazione del legno, che consentono la realizzazione degli intagli con grande precisione e viene attualmente utilizzata nella realizzazione di costruzioni rurali di due o al più tre piani.

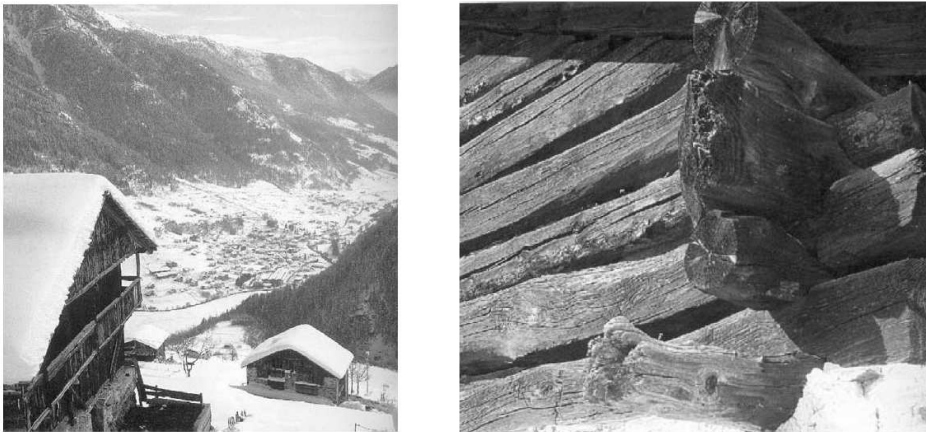


Fig. 3.3 Esempi di costruzioni tradizionali intelaiate (a sinistra) e a blockbau (a destra); da "I masi delle valli di Peio e Rabbi"

- Telai controventati; costituiti da sistemi trave – colonna pendolari:
 - i carichi verticali vengono trasferiti dai solai alle travi e quindi ai pilastri in fondazione;

- la stabilità del sistema è garantita da elementi di controvento, tipicamente croci di sant'Andrea in legno o acciaio.



Fig. 3.4 Strutture in legno lamellare a telaio controventato

- Telai a “nodi rigidi”; costituiti da sistemi trave – colonna, i nodi tra gli elementi sono nodi semirigidi a ripristino di momento:
 - i carichi verticali vengono trasferiti dai solai alle travi e quindi ai pilastri in fondazione;
 - la stabilità ai carichi orizzontali è garantita dal telaio medesimo.



Fig. 3.5 Portali in legno lamellare: a sinistra arco a tre cerniere; a destra arco a due cerniere

Costruzioni realizzate secondo lo schema di telaio sismoresistente possono essere distinte in due classi: la prima rappresentata dai telai monopiano (portali a tre cerniere, isostatici, o a due cerniere, iperstatici) tipici di strutture industriali; la seconda è relativa ai telai multipiano. Teoricamente è possibile realizzare edifici alti a struttura intelaiata sismoresistente in legno, il presente lavoro di Tesi si dedica allo studio di tale tipologia costruttiva.

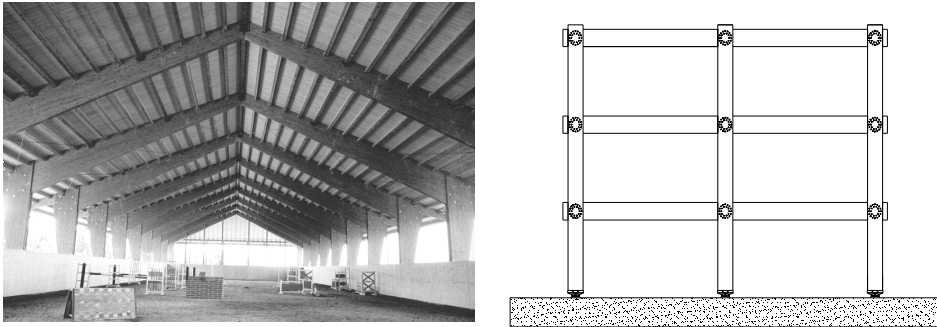


Fig. 3.6 Telai in legno lamellare: a sinistra telaio monopiano; a destra telaio multipiano

3.1.2 Telai sismoresistenti multipiano, giunti a ripristino di momento

Telai a nodi rigidi multipiano sono ampiamente diffusi per costruzioni in cemento armato o in acciaio; travi e colonne sono connessi per mezzo di giunti resistenti a momento a realizzare una struttura iperstatica che non necessita di controventi aggiuntivi. Le pareti hanno la sola funzione di tamponamento. I telai in cemento armato, tipicamente, sono strutture tridimensionali mentre in strutture in acciaio è possibile adottare una tecnica mista con telai a nodi rigidi in un piano, stabilizzati nel piano perpendicolare, mediante strutture di controvento. Nelle strutture in legno la tecnica costruttiva che prevede l'utilizzo di telai a nodi rigidi è stata utilizzata solamente per la realizzazione di costruzioni monopiano, tipicamente capannoni industriali o grandi strutture sportive. Non esistono esempi significativi di utilizzo di questo sistema costruttivo per telai multipiano.

La possibilità di realizzare telai multipiano sismoresistenti in legno lamellare è strettamente legata alla comprensione del comportamento dei giunti semirigidi tramite cui verranno uniti gli elementi trave e colonna e quindi allo sviluppo di tipologie di connessione con sufficiente resistenza, rigidità e buon comportamento ai carichi sismici. Sarà inoltre necessario ideare connessioni pratiche da assemblare e in grado di garantire la sufficiente durabilità.

In generale, osservando le recenti realizzazioni in legno lamellare, è possibile notare giunti a momento impiegati per realizzare:

- collegamenti colonna-fondazione; realizzati tramite barre incollate sollecitate a trazione o tramite piastre in acciaio e connettori a gambo cilindrico;
- collegamenti di continuità realizzati in cantiere tipicamente su travi: vengono giuntati due o più parti in modo tale da ottenere un elemento continuo di grandi dimensioni. Tale operazione si rende necessaria per elementi di dimensioni finali elevate, impossibili da trasportare integri. Vengono realizzati giunti di continuità tramite barre incollate sollecitate a trazione o tramite piastre in acciaio e connettori a gambo cilindrico;



Fig. 3.7 Giunti a momento: a sinistra colonna incastrata alla base; a destra giunto di continuità

- giunti trave - colonna per la realizzazione di portali in legno lamellare isostatici o iperstatici finalizzati alla costruzione di capannoni industriali o strutture sportive.

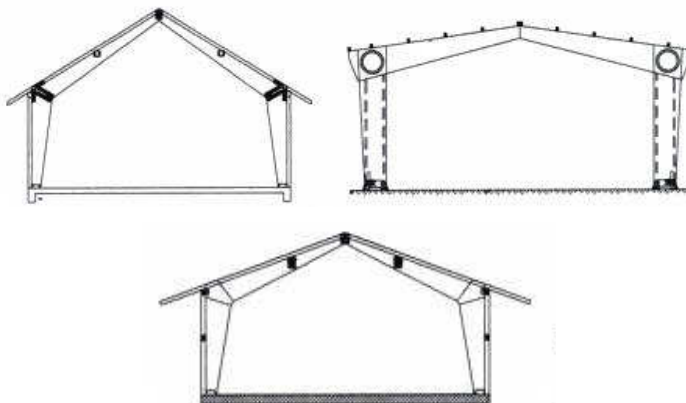


Fig. 3.8 Tecnologie costruttive per portali in legno lamellare

E' possibile realizzare giunti trave colonna a ripristino di momento mediante:

- giunti metallici; trave e colonna complanari, la continuità strutturale è garantita da due o tre piatti metallici inseriti negli elementi lignei mediante fresature, connessione legno – acciaio realizzata tramite spinotti e bulloni, un'altra possibilità è rappresentata dall'uso di due piastre esterne chiodate agli elementi lignei;

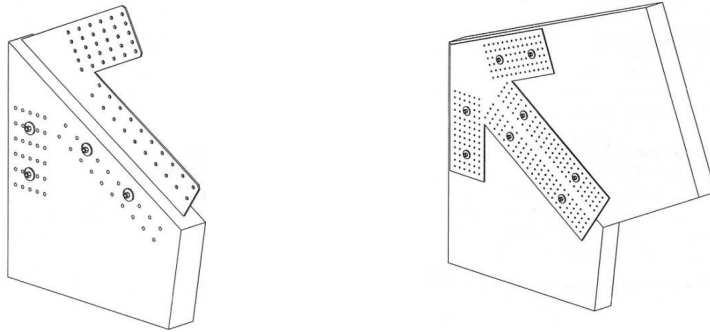


Fig. 3.9 Giunti trave - colonna realizzati mediante piastre metalliche e connettori a taglio

- giunti flangiati in acciaio collegati agli elementi lignei mediante barre filettate resinare;
- giunti a pettine a tutta sezione, costruiti secondo lo stesso principio utilizzato per la giunzione longitudinale delle lamelle per elementi in legno lamellare (giunto a minidita);

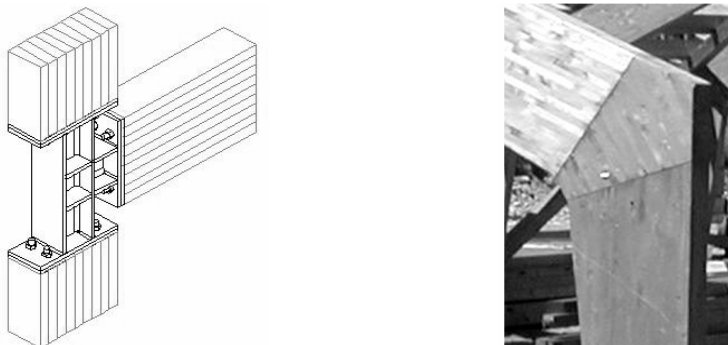


Fig. 3.10 Giunti trave colonna realizzati mediante: giunto flangiato, a sinistra; giunto a pettine a tutta sezione, a destra

- giunti incollati; le colonne sono sdoppiate per permettere il passaggio della trave; la superficie laterale della trave e quelle dei due montanti a contatto vengono incollate in stabilimento;
- giunto a raggiera; le colonne sono sdoppiate per permettere il passaggio della trave; gli elementi sono connessi tramite uno o due ordini di connettori a gambo cilindrico disposti su circonferenze concentriche.

3.2 Tipologia di connessione studiata

Al paragrafo precedente sono state presentate diverse tipologie di giunti a momento, potenzialmente si potrebbero costruire telai multipiano in legno assemblando i nodi trave colonna, del telaio stesso, mediante ognuna delle tipologie sopra elencate. Tra le varie tipologie di connessione studiate si è scelto di investigare in particolare nodi a completo ripristino di momento creati mediante nodi a raggiera per i seguenti motivi:

- tale sistema di connessione e' diffuso in Italia ed e' adottato nella costruzione di portali a due o tre cerniere di grandi dimensioni;
- il sistema si presta ad un primo studio relativo alle problematiche di giunti semirigidi sollecitati da azioni monotone o sismiche:
 - è definito da una geometria semplice che permette di interpretare con chiarezza i dati derivanti da prove sperimentali, al capitolo 3 verrà illustrata la scomposizione delle forze sui singoli connettori e verrà elaborata una teoria in grado di interpretare i risultati sperimentali ;
 - permette, variando numero di connettori e tipo di connettori, di ottenere giunzioni che presentano lo stesso meccanismo resistente ma danno luogo a risposte, in termini di curva $M-f$ e di capacità dissipative, alquanto differenziate. Partendo dallo studio delle caratteristiche del singolo connettore è quindi possibile interpretare i risultati della connessione completa;
 - presenta una geometria assialsimmetrica e un meccanismo resistente che dà luogo ad una risposta a carichi ciclici simmetrica a differenza delle connessioni di tipo a piastre metalliche inchiodate;

3.2.1 *Nodi a raggiera, descrizione geometrica*

In figura 3.11, è illustrata una tipica configurazione geometrica di nodi a raggiera. Tale tipologia di connessione prevede la presenza di due colonne entro le quali corre la trave principale, la trave è connessa ai due elementi verticali tramite uno

o due ordini di connettori disposti su circonferenze concentriche. Tipicamente i nodi sono assemblati mediante l'utilizzo di spinotti, alcuni degli spinotti, dotati di testa filettata, rondelle da legno e dadi, vengono utilizzati per chiudere il nodo, figura 3.11.

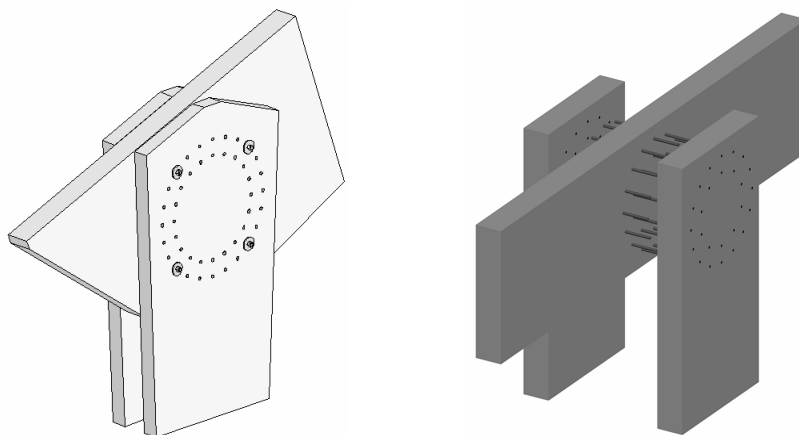


Fig. 3.11 Nodi a raggiata

Nel seguito della tesi, in riferimento ai campioni testati nel corso della campagna sperimentale, l'elemento singolo che concorre a formare il nodo verrà denominato "trave" mentre gli elementi accoppiati "montanti".

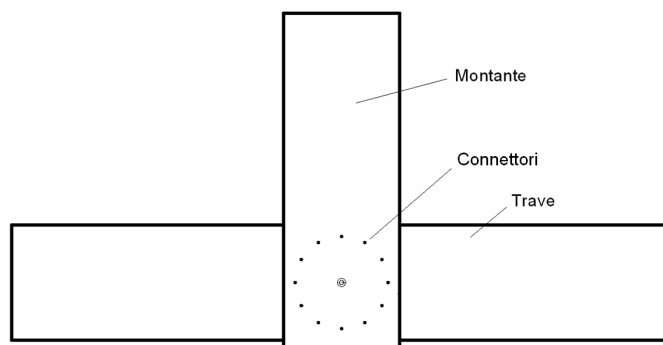


Fig. 3.12 Campioni testati in laboratorio, disegno schematico e terminologia adottata

Le tipologie studiate sono a raggiata singola o a doppia raggiata, sono stati utilizzati connettori (perni o barre incollate mediante resina epossidica) di diametro variabile (12 mm, 14 mm, 16 mm), in figura 3.13 la disposizione geometrica dei connettori.

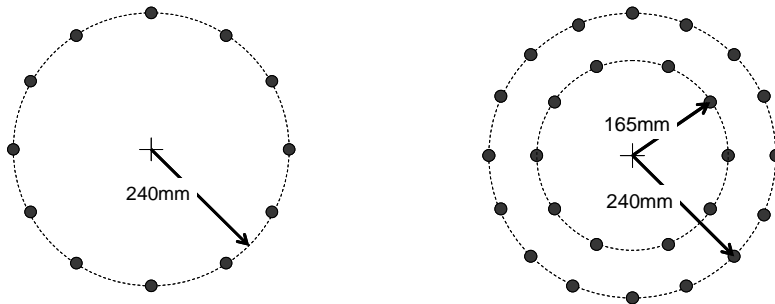


Fig. 3.13 Nodi a raggiera testati, disposizione geometrica dei connettori

3.2.2 Nodi a raggiera, rotture per splitting

Il legno è un materiale ortotropo con problemi di rottura fragile per trazione perpendicolare la fibratura. Come dimostrato al capitolo 3 il meccanismo resistente proprio dei nodi a raggiera prevede che i connettori sollecitino gli elementi lignei secondo direzioni inclinate rispetto alla fibratura. Alcuni dei connettori, a causa della loro posizione geometrica, sollecitano o la trave o i montanti in direzione perpendicolare la fibratura.

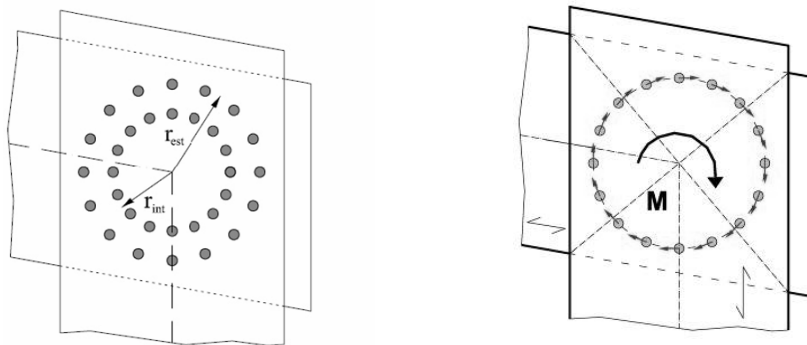


Fig. 3.14 Nodi a raggiera schematizzazione semplificata del meccanismo resistente

In figura 3.15 una rappresentazione schematica e semplificata delle risultanti sui singoli connettori date dal momento esterno sollecitante; nella medesima figura in riferimento alla prova fisica è possibile osservare il marcato rifollamento subito da parte della trave a causa dell'azione dei connettori. Si noti come, rispettando la previsione teorica, l'azione dei connettori abbia seguito una direzione tangente alla circonferenza. E' interessante osservare come la trave non presenti problemi

di splitting, nonostante i connettori in asse alla trave abbiano sollecitato la stessa in direzione perpendicolare alla fibratura.

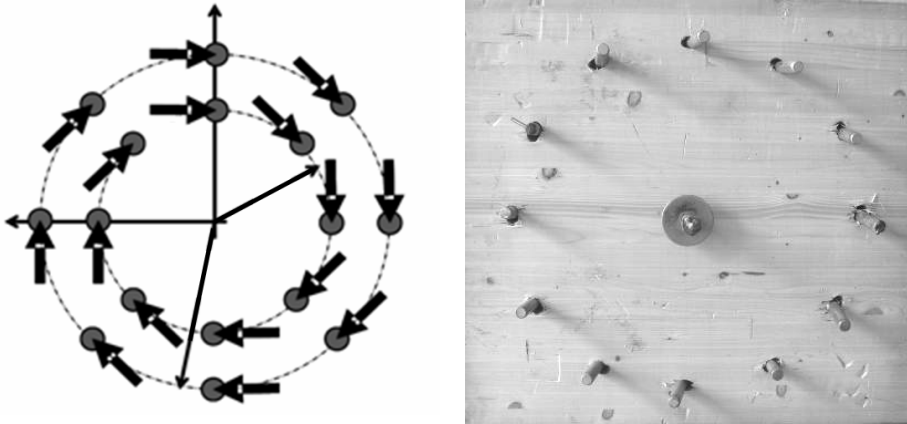


Fig. 3.15 Nodi a raggiera testati, schematizzazione semplificata del meccanismo resistente, confronto con evidenze sperimentali

Si dimostra, paragrafo 4.3, che per equilibrio delle forze interne al nodo, nella zona del giunto nasce un taglio aggiuntivo che va a sommarsi al taglio presente nelle sezioni esterne al nodo. La combinazione di taglio, trazioni ortogonali alla fibratura e concentrazioni di sforzo, date dalla presenza dei connettori, può causare la formazione di fessure negli elementi in legno che possono portare alla rottura fragile degli elementi che convergono nel nodo.

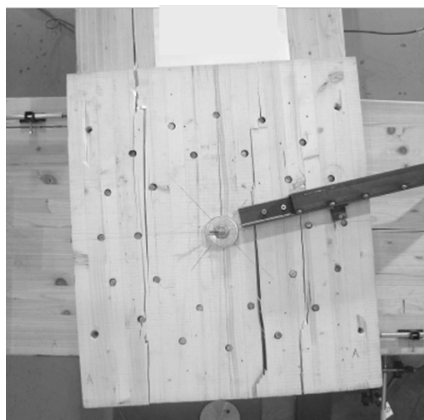


Fig. 3.16 Rotture per splitting, campione T09

Trave e montanti sono disposti ortogonalmente: un singolo connettore andrà a caricare elementi che hanno direzione della fibra ruotata di 90° uno rispetto l'altro. Quando il nodo è caricato la disposizione geometrica degli elementi limita quindi i problemi di splitting. Quando il nodo è scarico o poco caricato, e si hanno movimenti igroscopici del legno, la disposizione geometrica degli elementi può, al contrario, portare a fessurazioni per splitting. A causa delle variazioni di umidità nell'ambiente, gli elementi in legno tendono ad avere variazioni volumetriche differenziate, in virtù del comportamento igroscopico del legno marcatamente non uniforme parallelamente e perpendicolarmente la direzione della fibratura. I connettori che connettono trave e montanti limitano le deformazioni differenziate causando, ancora una volta, concentrazioni di sforzi perpendicolari la fibratura.

Il problema dello splitting può essere risolto, o reso meno pericoloso, mediante l'utilizzo di rinforzi quali viti tuttofiletto, inserite perpendicolarmente o inclinate rispetto l'asse dell'elemento, fogli in compensato strutturale incollati alle facce del nodo o rinforzi in fibra di carbonio.

D'altra parte il problema può essere controllato mediante una corretta progettazione del nodo che comporta:

- rispetto delle distanze fra i singoli connettori;
- una disposizione dei connettori tale da evitare linee preferenziali di spacco;
- nel caso in cui uno degli elementi convergenti nel nodo sia interrotto, aumentare il più possibile la zona di legno fra il connettore più esterno in asse all'elemento e la testa dello stesso;
- utilizzare connettori di piccolo diametro ben diffusi;
- rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze;
- utilizzare elementi in legno lamellare ben essiccati ed evitare, dopo aver assemblato il nodo, in fase di trasposto o di montaggio, che gli elementi aumentino in modo elevato il proprio contenuto d'acqua.

Tali principi sono stati messi in pratica nel progetto delle prove con giunti a doppia raggiera che hanno messo in evidenza, buona resistenza e rigidità, associate ad un comportamento duttile, ad eccezione della prova T09. La modalità di rottura di quest'ultima prova illustrata in figura 3.16 mostra evidenti fessurazioni a causa dell'eccessiva resistenza e rigidità dei connettori in acciaio utilizzati; il criterio di gerarchia delle resistenze non è stato rispettato.

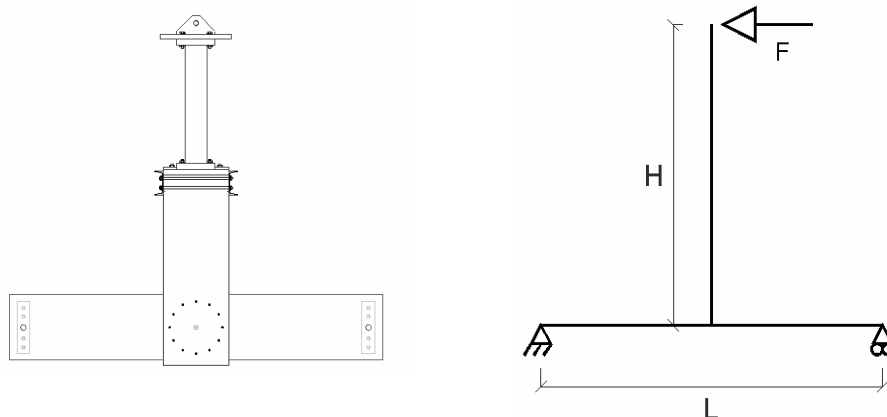
3.2.3 Limiti dell'indagine numerico sperimentale

Il limiti entro cui è necessario circoscrivere lo studio relativo alla “Caratterizzazione del comportamento di giunti semirigidi per strutture in zona sismica” sono stati elencati al paragrafo 1.4.

Vengono in seguito riportati e analizzati alcuni aspetti, ipotesi di calcolo, scelta della tipologia di giunti da testare e modalità di prova, caratterizzanti la campagna numerico sperimentale.

Data la complessità del problema si è scelto di studiare i nodi in esame, scindendo i problemi che in una struttura reale sono legati al momento, generato da eventi sismici, da problemi legati ai carichi verticali: le analisi numerico – sperimentali sono state condotte nell'ipotesi che l'azione data dal momento sul singolo nodo sia preponderante rispetto quella causata da taglio ed azioni normali.

Si prenda in esame lo schema di carico dei provini testati in laboratorio, il taglio sul nodo sarà pari all'azione applicata dal martinetto, $V_{nodo} = F$; il momento sarà pari all'azione del martinetto moltiplicata per un braccio pari alla distanza, costante, fra l'asse del martinetto stesso e l'asse della trave $M_{nodo} = F \cdot d_{martinetto-trave}$.



H	2812	mm
L	3190	mm

Fig. 3.17 Campioni testati, schema statico adottato

Le azioni sollecitanti esterne al nodo di taglio e momento, il giunto non è caricato da azioni normali poiché il campione è disposto in un piano orizzontale, vengono

bilanciate dalla distribuzione di forze interne al nodo illustrata in figura 3.15. Nella configurazione in esame la componente dell'azione sul singolo nodo data dal taglio è trascurabile poiché inferiore al 10% della componente data dal momento esterno.

Un nodo trave – colonna in condizioni di carico generali sarà sollecitato da una combinazione di azioni data da M , V , N . Una trattazione generale imporrebbe l'analisi di tale combinazione e lo sviluppo di un dominio di interazione ovvero di un criterio di rottura del nodo per azioni combinate.

Taglio e azioni normali potrebbero aggravare i problemi di splitting ovvero di rotture fragili localizzate nell'area del nodo per azione combinata di taglio e trazione ortogonale la fibratura. Ulteriori studi numerico – sperimentali dovranno essere condotti su portali completi, caricati secondo combinazioni di $M - V - N$ realistiche.

I nodi a momento oggetto dell'indagine numerico - sperimentale sono nodi assemblati mediante connessioni legno-legno realizzate tramite connettori a gambo cilindrico; non è stata prevista alcuna tipologia di rinforzo in grado di scongiurare problemi di splitting legati a combinazioni di trazione perpendicolare alle fibre e taglio locali. Si è scelto infatti di studiare una tipologia di connessione non rinforzata per comprendere problemi e risorse di una semplice connessione legno – legno con connettori metallici a taglio. Prendendo in considerazione le molteplici strutture industriali costruite in legno è possibile notare come numerosi portali siano stati costruiti tramite giunti a raggiera non rinforzati; è quindi indispensabile comprendere il comportamento di nodi simili a quelli esistenti se sollecitati da azioni sismiche. In secondo luogo in un percorso di ricerca è essenziale, affrontando un problema complesso, ricondurlo ad un modello di studio semplice, ma allo stesso tempo realistico, tramite ipotesi chiare e riproducibili.

Sarà possibile, in una seconda fase di ricerca o nella pratica progettuale, applicare ai nodi, nella zona interessata alla connessione, sistemi di rinforzo quali viti tuttofileto inserite perpendicolarmente rispetto l'asse degli elementi lignei o incollare sulle facce del giunto, fogli di compensato strutturale. E' dimostrato che tali tipologie di rinforzo, se messe in atto seguendo le prescrizioni normative, non alterano il comportamento della connessione e sono in grado di contenere problemi di fragilità locale facendosi carico delle componenti di sforzo di taglio e trazione perpendicolare la fibratura date dall'azione dei connettori sugli elementi in legno.

Sono state condotte 12 prove cicliche di laboratorio su nodi trave colonna in scala reale; i campioni testati sono composti da una trave di dimensioni 120 mm x 600 mm x 3410 mm e montanti di spessore variabile, altezza 600 mm e lunghezza complessiva pari a 2812 mm.

La normativa EN 12512 suggerisce una procedura standardizzata per prove cicliche; tale procedura prevede di scalare l'ampiezza dei cicli, da imporre tramite macchina a controllo di spostamento, in funzione del punto di snervamento del provino stesso, stimato o ricavato dall'analisi di prove precedentemente condotte. A causa delle notevoli dimensioni dei campioni testati, della grande variabilità di rigidità dei diversi nodi testati, e, soprattutto, dei limiti fisici della corsa del martinetto (± 250 mm) si è scelto di imporre a tutti i campioni un'identica legge di carico. Il punto di snervamento v_y in base al quale è stata costruita la storia di carico è stato definito pari a 60 mm così da sfruttare tutta la corsa del martinetto per un'ampiezza massima dei cicli pari a ± 240 mm ($4 v_y$). Il punto di snervamento convenzionale v_y è stato assunto pari allo snervamento stimato per il campione più significativo (nodo T08) e determinato a partire dalla prova monotona T00. A causa delle dimensioni dei campioni testati e dei limiti di spostamento del martinetto non è stato possibile raggiungere lo spostamento di $6 v_y$ imposto da normativa per la definizione di alta capacità dissipativa. Nel caso di connessioni a barre incollate, notevolmente più rigide della prova tipo T08, e quindi caratterizzate da v_y inferiori a 60 mm la storia di carico imposta ha portato a deformazioni superiori a $6 v_y$ secondo un protocollo che non è esattamente conforme alle indicazioni date dalla EN 12512. Al capitolo 6 vengono presentati i risultati delle elaborazioni dei dati sperimentali volti alla determinazione della capacità dissipativa delle connessioni. Nel caso di nodi a barre incollate seguendo le indicazioni dell'EC8 non sarà possibile definire correttamente la classe cui tali nodi appartengono.

In fase di progettazione della campagna sperimentale, non possedendo sufficienti dati relativi alla rigidità di connessioni a barre incollate, non sarebbe stato possibile prevedere la rigidità iniziale di tali nodi e quindi definire con correttezza la storia di carico da implementare. Si è scelto quindi di seguire le indicazioni normative per il progetto di prove con connettori taglio (prove T00, T01, T02, T03, T04, T08, T09) e mantenere la procedura anche per i provini a barre incollate con la possibilità di confrontare il comportamento di diverse connessioni sollecitate da identiche storie di carico. Ciò ha permesso di analizzare mediante una procedura uniforme a tutte le prove rigidità iniziale, punto di snervamento e comportamento post elastico che caratterizzano le diverse tipologie di connessione.

4. GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE IN ZONA SISMICA – APPROCCIO ANALITICO

4.1 Introduzione

Nel presente paragrafo verrà descritta la trattazione analitica indispensabile alla definizione del comportamento meccanico di nodi semirigidi alla base all'interpretazione dei dati sperimentali e dell'implementazione dei modelli di calcolo presentati rispettivamente ai capitoli 5 e 6.

Ci si soffermerà in particolare sullo studio analitico di nodi a raggiera assemblati tramite due serie di connettori a gambo cilindrico disposti a raggiera rispetto l'incrocio degli assi di trave e colonne che compongono il nodo. Nodi con un unico ordine di connettori sono, ovviamente, un caso particolare dello schema più generale di connessioni a doppia raggiera.

La risposta ad azioni esterne di un singolo connettore in un'unione legno – legno a taglio può essere schematizzato da uno dei seguenti comportamenti meccanici:

- rigido plastico, previsto dalla teoria di Johansen su cui sono basati i procedimenti, proposti dalle vigenti normative, per il calcolo delle connessioni;
- elastico perfettamente plastico descritto da una bilatera con tratto post elastico orizzontale e pendenza iniziale pari alla rigidezza della connessione data da normativa o determinata tramite prove push out;
- elastico incrudente descritto da una bilatera con tratto post elastico incrudente e pendenza iniziale pari alla rigidezza della connessione data da normativa o determinata tramite prove push out.

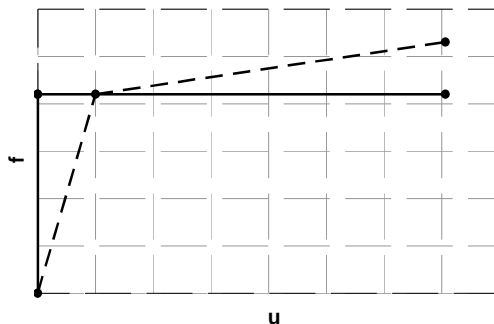


Fig. 4.1 Schematizzazione comportamento meccanico connettori a gambo cilindrico

Si ipotizza che i connettori esibiscano un comportamento elastico perfettamente plastico; è stato dimostrato al paragrafo 2.2 come tale ipotesi sia corretta nel caso di connessioni ottenute mediante l'utilizzo di spinotti. Nodi realizzati mediante barre incollate mostrano un comportamento incrudente, dopo lo snervamento, tipico di connessioni in grado di mobilitare meccanismi resistenti del tipo "effetto fune".

Le sollecitazioni che scambiate tra colonna e trave, si ripartiranno sui vari connettori che compongono il giunto. Per quanto riguarda il taglio, è possibile ipotizzare si ripartisca in maniera uniforme su tutti i connettori; tale ipotesi è realistica solamente se tutti gli elementi di connessione sono dello stesso tipo: connettori di identico diametro e costituiti dello stesso materiale. Se, al contrario, all'interno del giunto fossero presenti connettori di diverso diametro, le azioni si ripartirebbero in funzione dei rapporti fra le rigidità dei connettori.

Il momento sollecitante si ripartirà sulle due raggiera in maniera diversa a seconda che i connettori si trovino in campo elastico ovvero in campo plastico. Si analizzano in seguito le due situazioni limite.

Nella fase in cui tutti i connettori si trovano in campo elastico, figura 4.8, è possibile osservare come i singoli connettori siano sollecitati da una forza proporzionale alla distanza dal centro di rotazione. Il momento si ripartisce fra le due raggiera in funzione del raggio e del numero di connettori di ogni raggiera. Si ha:

$$\frac{F_{M,e}}{r_e} = \frac{F_{M,i}}{r_i} \quad (4.1)$$

$$F_{M,i} = F_{M,e} \cdot \frac{r_i}{r_e} \quad (4.2)$$

Il momento sulla connessione può essere riscritto come segue:

$$\begin{aligned} M &= M_e + M_i = n_e \cdot F_{M,e} \cdot r_e + n_i \cdot F_{M,i} \cdot r_i = n_e \cdot F_{M,e} \cdot r_e + n_i \cdot r_i \cdot F_{M,e} \cdot \frac{r_i}{r_e} = \\ &= F_{M,e} \cdot r_e \cdot \left[n_e + n_i \cdot \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^2 \right] = F_{M,e} \cdot r_e \cdot n_{EQ,el} \end{aligned} \quad (4.3)$$

con:

$$n_{EQ,el} = n_e + n_i \cdot \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^2 \quad (4.4)$$

Quando tutti i connettori si trovano in campo plastico, la resistenza del singolo connettore non è proporzionale allo spostamento, quindi il momento si ripartirà in maniera uguale su tutti i connettori, indipendentemente dalla distanza dal centro. Si ha:

$$F_{M,e} = F_{M,i} \quad (4.5)$$

$$\begin{aligned} M &= M_e + M_i = n_e \cdot F_{M,e} \cdot r_e + n_i \cdot F_{M,i} \cdot r_i = n_e \cdot F_{M,e} \cdot r_e + n_i \cdot F_{M,e} \cdot r_i = \\ &= F_{M,e} \cdot r_e \cdot \left[n_e + n_i \cdot \frac{r_i}{r_e} \right] = F_{M,e} \cdot r_e \cdot n_{EQ,pl} \end{aligned} \quad (4.6)$$

con n_{EQ} pari a:

$$n_{EQ,pl} = n_e + n_i \cdot \frac{r_i}{r_e} \quad (4.7)$$

La schematizzazione del tipico diagramma momento-rotazione ottenuto dalle prove cicliche su nodi a completo ripristino di momento è rappresentato in figura 4.2. E' utile definire una spezzata in grado di approssimare l'involuppo della curva. E' possibile individuare una trilatera ottenuta mediante l'unione dei punti seguenti:

- punto di primo snervamento, il connettore posto nella posizione più sfavorevole entra in campo plastico, il sistema di connessione assume un comportamento incrudente; tale punto è individuato dal valore del momento elastico M_y e dal valore della rotazione al limite elastico Φ_y ;
- punto in cui l'ultimo connettore esce dal campo elastico e l'intera connessione si attesta su un ramo perfettamente plastico fino a rottura; per individuare tale punto è necessaria la conoscenza del valore di momento ultimo M_u e del valore della rotazione di ultimo snervamento Φ_{y2} ;
- punto in cui uno dei connettori raggiunge il proprio spostamento ultimo, decretando la rottura dell'intera connessione. Tale punto avrà ancora

momento pari al momento ultimo M_u e rotazione pari a quella ultima ammissibile Φ_u .

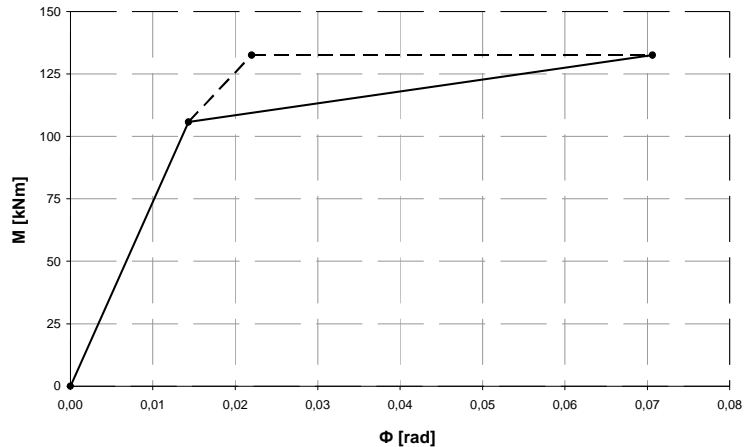


Fig.4.2 Schematizzazione comportamento meccanico nodo a raggiera mediante bilatera o trilatera

A seguito dell'elaborazione delle prove sperimentali presentate al capitolo 5, è possibile affermare che è sufficiente approssimare la curva momento rotazione con una bilatera: dall'analisi delle curve sperimentali si evince che il comportamento della connessione è ben rappresentato da una bilatera con ramo incrudente. La curva bilatera si ottiene congiungendo il punto di primo snervamento, rappresentato dai parametri M_y e Φ_y , con il punto in cui si raggiungono le condizioni ultime, rappresentato dai parametri M_u e Φ_u .

E' infine possibile approssimare il comportamento ciclico dei nodi in estrema approssimazione, tramite una bilatera con tratto post elastico orizzontale. Tale schematizzazione può essere costruita definendo due soli parametri: rigidità iniziale della connessione e M_u . Si dimostrerà al paragrafo 5.5 come tale approssimazione sia semplicistica.

Nei paragrafi 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3 e 4.4.4 viene rappresentato il calcolo dei quattro parametri associati alla bilatera, nell'ipotesi di comportamento elastico perfettamente plastico dei connettori. Al paragrafo 4.2 si dimostrerà come la resistenza dei giunti a raggiera, nel caso di rottura dei connettori secondo la modalità III, sia indipendente dall'angolo che la forza risultante forma con la fibratura. Si farà quindi riferimento ad un unico valore di resistenza F_y comune a tutti i connettori.

4.2 Scomposizione delle forze

In Figura 4.3 è rappresentata la scomposizione delle forze sui connettori in campo elastico. Le forze sono rappresentate in scala ed è quindi possibile apprezzarne i reali rapporti. Nelle figure, sono rappresentate le forze date dal taglio, vettori orizzontali, le forze date dal momento, in nero, e le risultanti di in grigio. Il taglio non modifica in maniera apprezzabile né la direzione delle risultanti, né il modulo.

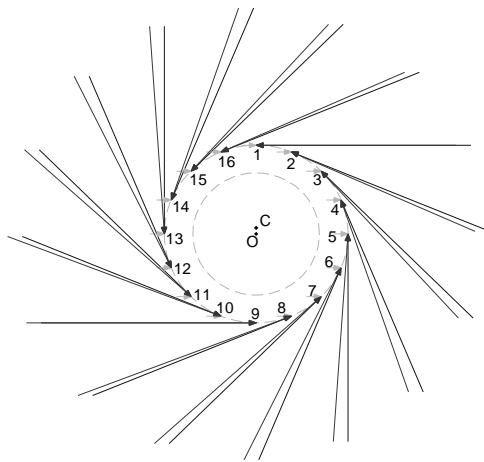


Fig. 4.3 Scomposizione delle forze sulla corona esterna

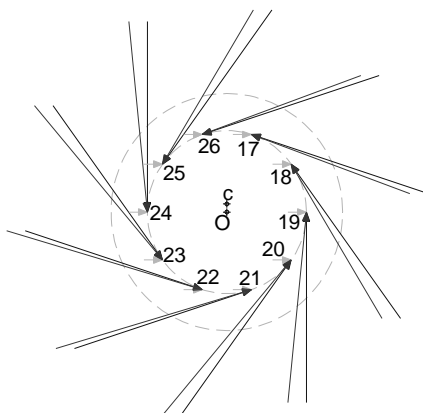


Fig. 4.4 Scomposizione delle forze sulla corona interna

Le forze risultanti sui connettori non cambiano direzione all'aumentare del carico perché, nelle prove in laboratorio, il braccio della forza applicata alla connessione è costante e quindi il legame fra momento e taglio sollecitanti la connessione è lineare.

Il centro di rotazione della connessione (denominato nelle figure con la lettera "C") risulta traslato rispetto al centro geometrico delle due circonferenze di connettori (denominato nelle figure con la lettera "O") a causa della presenza della forza di taglio.

In Figura 4.5 è rappresentata la configurazione di forze relativa ai campioni testati; sono indicate le forze esterne applicate al provino e le risultanti R_i delle forze interne sollecitanti i connettori. Le forze sono in scala e quindi possibile apprezzarne l'ordine di grandezza. In particolare è possibile notare come le risultanti, sui singoli connettori della corona esterna, siano dello stesso ordine di grandezza (60% circa) della forza F applicata al provino.

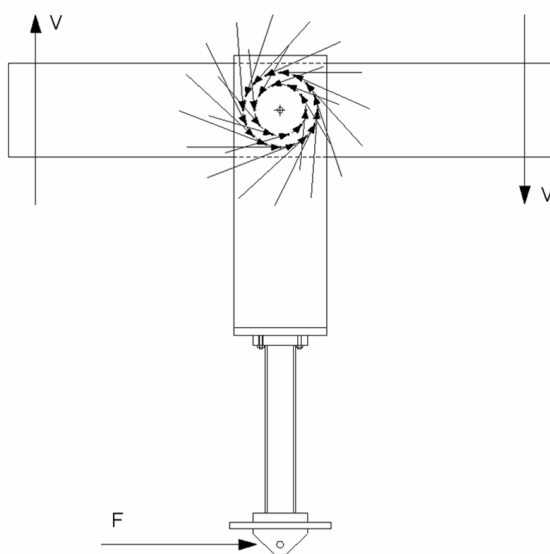


Fig. 4.5 Test di laboratorio, schema statico

Vengono di seguito presentate due tabelle riassuntive che riportano rispettivamente:

- modulo ed inclinazione delle forze sollecitanti i singoli connettori, inclinazione delle risultanti rispetto alla direzione della fibratura della trave α_{tr} e dei montanti α_{mo} ;
- resistenze teoriche di calcolo dei connettori.

Connettore	α' inclinazione F_M [°]	R risultante [kN]	α inclinazione R [°]	α_{tr} [°]	α_{mo} [°]
1	180,0	24,31	0,00	0,0	90,0
2	157,5	24,45	155,91	24,1	65,9
3	135,0	24,86	132,11	47,9	42,1
4	112,5	25,45	108,82	71,2	18,8
5	90,0	26,14	86,12	86,1	3,9
6	67,5	26,80	64,00	64,0	26,0
7	45,0	27,36	42,38	42,4	47,6
8	22,5	27,72	21,10	21,1	68,9
9	0,0	27,85	0,00	0,0	90,0
10	337,5	27,72	338,90	21,1	68,9
11	315,0	27,36	317,62	42,4	47,6
12	292,5	26,80	296,00	64,0	26,0
13	270,0	26,14	273,88	86,1	3,9
14	247,5	25,45	251,18	71,2	18,8
15	225,0	24,86	227,89	47,9	42,1
16	202,5	24,45	204,09	24,1	65,9
17	162,0	16,25	160,07	19,9	70,1
18	126,0	16,95	121,15	58,8	31,2
19	90,0	18,01	84,36	84,4	5,6
20	54,0	19,02	49,68	49,7	40,3
21	18,0	19,62	16,40	16,4	73,6
22	342,0	19,62	343,60	16,4	73,6
23	306,0	19,02	310,32	49,7	40,3
24	270,0	18,01	275,64	84,4	5,6
25	234,0	16,95	238,85	58,8	31,2
26	198,0	16,25	199,93	19,9	70,1

Tab. 4.1 Forze applicate al provino

Connettore	$f_{h,1}$ [MPa]	$f_{h,2}$ [MPa]	β	R_{IA} [kN]	R_{IB} [kN]	R_{IIA} [kN]	R_{III} [kN]
1	22,03	33,70	1,5	39,65	22,24	15,60	9,58
2	23,37	30,96	1,3	42,07	20,44	16,18	9,58
3	27,21	26,09	1,0	48,98	17,22	17,77	9,58
4	31,94	22,85	0,7	57,49	15,08	19,61	9,58
5	33,62	22,06	0,7	60,51	14,56	20,24	9,58
6	30,58	23,60	0,8	55,05	15,57	19,09	9,58
7	26,14	27,16	1,0	47,05	17,93	17,33	9,58
8	23,06	31,53	1,4	41,51	20,81	16,04	9,58
9	22,03	33,70	1,5	39,65	22,24	15,60	9,58
10	23,06	31,53	1,4	41,51	20,81	16,04	9,58
11	26,14	27,16	1,0	47,05	17,93	17,33	9,58
12	30,58	23,60	0,8	55,05	15,57	19,09	9,58
13	33,62	22,06	0,7	60,51	14,56	20,24	9,58
14	31,94	22,85	0,7	57,49	15,08	19,61	9,58
15	27,21	26,09	1,0	48,98	17,22	17,77	9,58
16	23,37	30,96	1,3	42,07	20,44	16,18	9,58
17	22,95	31,74	1,4	41,31	20,95	15,99	9,58
18	29,51	24,28	0,8	53,12	16,02	18,68	9,58
19	33,53	22,10	0,7	60,35	14,59	20,21	9,58
20	27,58	25,76	0,9	49,64	17,00	17,91	9,58
21	22,65	32,33	1,4	40,77	21,34	15,87	9,58
22	22,65	32,33	1,4	40,77	21,34	15,87	9,58
23	27,58	25,76	0,9	49,64	17,00	17,91	9,58
24	33,53	22,10	0,7	60,35	14,59	20,21	9,58
25	29,51	24,28	0,8	53,12	16,02	18,68	9,58
26	22,95	31,74	1,4	41,31	20,95	15,99	9,58

Tab. 4.2 Calcolo della resistenza dei connettori

Partendo dal calcolo delle resistenze teoriche è possibile stabilire che, nella geometria tipica dei campioni testati (T08), la modalità di rottura, dei connettori formanti le raggiera, è di tipo III. Si dimostra che nella tipologia di giunti in esame, la resistenza della modalità di rottura III, è identica per tutti i connettori, indipendentemente dalla posizione geometrica che occupano all'interno della raggiera. La particolare conformazione del giunto comporta che le forze sollecitanti i diversi connettori siano inclinate secondo angoli diversi; è possibile allo stesso tempo osservare che la forza risultante, sollecitante un singolo

connettore, forma, rispetto la direzione delle fibratura della trave e dei montanti, angoli sfalsati di 90°

Ovvero:

$$\text{sen}^2 \alpha_{mo} = \cos^2 \alpha_{tr} \quad (4.8)$$

$$\text{sen}^2 \alpha_{tr} = \cos^2 \alpha_{mo} \quad (4.9)$$

La formula da normativa per la rottura tipo III è la seguente:

$$R_{III} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_y \cdot f_{h,1} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot f_{h,2} \cdot M_y \cdot d}{1 + \beta}} \quad (4.10)$$

Isolando gli elementi che dipendono dagli angoli α_{tr} e α_{mo} :

$$\begin{aligned} f(\alpha_{tr}; \alpha_{mo}) &= \frac{f_{h,2}}{1 + \beta} = \frac{f_{h,2}}{1 + \frac{f_{h,2}}{f_{h,1}}} \\ &= \frac{\frac{f_{h,0}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr}}}{1 + \frac{f_{h,0}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr}} \cdot \frac{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{mo} + \cos^2 \alpha_{mo}}{f_{h,0}}} = \\ &= \frac{\frac{f_{h,0}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr}}}{\frac{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr} + k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{mo} + \cos^2 \alpha_{mo}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr}}} = \\ &= \frac{f_{h,0}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr} + k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha_{mo} + \cos^2 \alpha_{mo}} \quad (4.11) \end{aligned}$$

Tenendo presenti le equazioni 4.5 e 4.4 si ha:

$$f(\alpha_{tr}; \alpha_{mo}) = \frac{f_{h,0}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr} + k_{90} \cdot \cos^2 \alpha_{tr} + \sin^2 \alpha_{tr}} =$$

$$f(\alpha_{tr}; \alpha_{mo}) = \frac{f_{h,0}}{k_{90} \cdot (\sin^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr}) + \sin^2 \alpha_{tr} + \cos^2 \alpha_{tr}} = \frac{f_{h,0}}{k_{90} + 1} \quad (4.12)$$

Da un punto di vista teorico è quindi possibile calcolare con esattezza la resistenza del giunto, se la connessione ha caratteristiche geometriche e meccaniche, tali per cui, i singoli connettori presentino modalità di rottura tipo III. In tal caso la resistenza offerta dal singolo connettore è indipendente dalla inclinazione della risultante rispetto la fibratura degli elementi sollecitati. La resistenza del singolo connettore potrà essere calcolata secondo normativa o ricavata da una serie di prove push-out su provini, realizzati in modo tale che la direzione della fibratura dell'elemento centrale sia perpendicolare rispetto quella dei due elementi laterali.

Non è possibile estendere tali considerazioni al problema della stima della rigidità del giunto. Per quanto riguarda il calcolo della rigidità di una connessione legno - legno ottenuta tramite connettori a gambo cilindrico la normativa fornisce una semplice formula secondo cui la rigidità è funzione della densità del legno e del diametro del connettore, indipendentemente dalla direzione secondo cui il connettore stesso carica gli elementi. Si riporta la formula proposta da C.N.R. DT 206/2007 per il calcolo della rigidità di una connessione ottenuta mediante spinotti:

$$K_{ser} = \rho_k^{1.5} \cdot \frac{d}{20} \quad (4.13)$$

La formula presentata, utile ai fini progettuali per il calcolo della rigidità di connessioni legno – legno con elementi sollecitati in direzione della fibratura, non è in grado di prevedere con sufficiente precisione la rigidità di connessioni sollecitate da forze non parallele alla fibratura e in particolare di nodi a raggiera come verrà dimostrato al paragrafo 5.5.

4.3 Taglio interno al nodo

Il meccanismo resistente di nodi a raggiera, descritto in Figura 4.5, a causa della particolare disposizione geometrica delle risultanti che sollecitano i connettori, prevede la nascita di un taglio interno al giunto calcolabile imponendo l'equilibrio delle forze su metà nodo.

Si definisca una sezione passante per il centro della connessione, si consideri una delle metà del nodo sezionata, si disegnino le risultanti ai singoli connettori; se si proiettano le forze su un piano parallelo alla sezione, Figura 4.6 è semplice comprendere come, a causa della disposizione geometrica dei connettori, nasca una azione di taglio interna al nodo che va a sommarsi al taglio presente nelle sezioni correnti degli elementi strutturali.

Il taglio massimo nei montanti $F_{d,pil}$ è dato dalla proiezione orizzontale delle forze agenti sui connettori di metà giunto, Figura 4.6. Il taglio massimo nella trave $F_{d,tr}$ è dato dalla proiezione verticale delle forze agenti sui connettori di metà giunto, Figura 4.7.

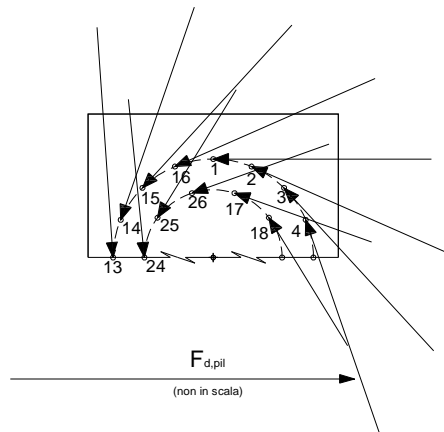


Fig. 4.6 Taglio interno al nodo, montanti

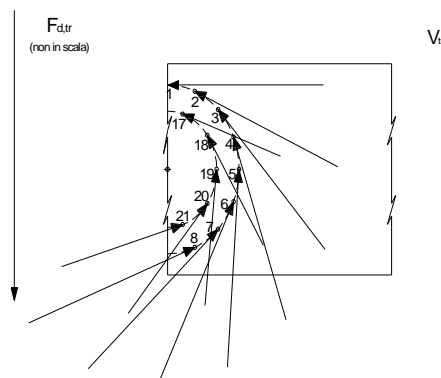


Fig. 4.7 Taglio interno al nodo, trave

Tali forze possono essere determinate partendo dalle formule 4.14 e 4.15 proposte in letteratura per giunti d'angolo tipicamente utilizzati nella realizzazione di portali a due o tre cerniere:

$$F_{d,pil} = \left(\frac{M}{\pi} \right) \cdot \left(\frac{n_i \cdot r_i + n_e \cdot r_e}{n_i \cdot r_i^2 + n_e \cdot r_e^2} \right) - \frac{V_{pil}}{2} \quad (4.14)$$

$$F_{d,tr} = \left(\frac{M}{\pi} \right) \cdot \left(\frac{n_i \cdot r_i + n_e \cdot r_e}{n_i \cdot r_i^2 + n_e \cdot r_e^2} \right) - \frac{V_{tr}}{2} \quad (4.15)$$

Queste formule sono state ricavate per giunti a raggiera d'angolo in cui trave e pilastro proseguono solamente su un lato della connessione. I nodi studiati hanno come scopo l'analisi di telai multipiano; in particolare, i giunti analizzati nel corso delle prove di laboratorio, modellano un giunto d'angolo di un telaio multipiano in cui la trave è continua. La 4.8 deve quindi essere modificata per tener conto del fatto che i connettori di metà giunto sono chiamati a trasmettere alla colonna tutta la sollecitazione di taglio presente nella trave. La formula è la seguente:

$$F_{d,tr} = \left(\frac{M}{\pi} \right) \cdot \left(\frac{n_i \cdot r_i + n_e \cdot r_e}{n_i \cdot r_i^2 + n_e \cdot r_e^2} \right) - V_{tr} \quad (4.16)$$

4.4 Momenti e rotazioni teorici

4.4.1 Momento di primo snervamento

Il momento di primo snervamento M_y viene raggiunto nel momento in cui un connettore raggiunge il proprio limite elastico. Si ricorda che la risultante che sollecita i singoli connettori è data dalle azioni esterne di momento e di taglio. Il connettore che per primo raggiungerà il limite elastico è quello sollecitato da risultanti date da M e V , parallele e concordi, connettore in basso in figura 4.8.

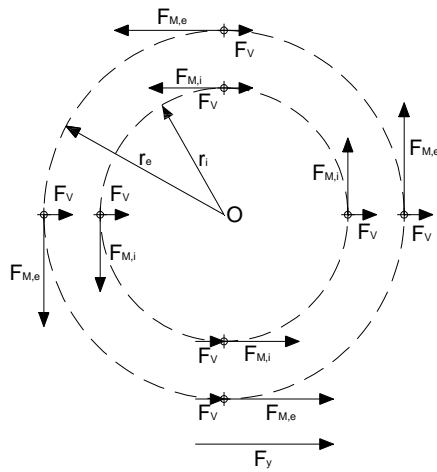


Fig. 4.8 Primo snervamento, distribuzione delle forze

Nei paragrafi che seguono verranno utilizzati i seguenti simboli:

- r_e, r_i rispettivamente raggio esterno e raggio interno;
- n_e, n_i rispettivamente numero di connettori della corona esterna e di quella interna;
- n_{tot} numero totale di connettori $n_{tot} = n_e + n_i$;
- $F_{M,e}$ forza sollecitante il generico connettore della corona esterna per effetto del momento;
- $F_{M,i}$ forza sollecitante il generico connettore della corona interna per effetto del momento;
- F_V forza sollecitante il generico connettore per effetto del taglio;
- M momento sollecitante la connessione;
- T taglio sollecitante la connessione;
- H braccio di leva della forza di taglio $H = M/T$.

Si ipotizza che

- le forze F_V date dal taglio vengano ripartite in parti uguali su tutti i connettori;
- le forze F_M sollecitanti connettori appartenenti alla medesima raggiera si ripartiscano in parti uguali; si ipotizza quindi che i connettori abbiano la stessa rigidità indipendentemente dall'angolo che le forze formano con la fibratura. Nel calcolo della ripartizione delle F_M fra le due raggiera, si fa riferimento all'equazione 4.1.

Secondo le equazioni 4.3 e 4.6 in riferimento al connettore che raggiunge per primo il punto di snervamento è possibile scrivere:

$$F_{M,e} = \frac{M}{r_e \cdot n_{EQ,el}} \quad (4.17)$$

$$F_V = \frac{T}{n_{tot}} = \frac{M}{n_{tot} \cdot H} \quad (4.18)$$

Quindi:

$$F_y = F_{M,e} + F_V = \frac{M_y}{r_e \cdot n_{EQ,el}} + \frac{M_y}{H \cdot n_{tot}} = M_y \cdot \left(\frac{1}{r_e \cdot n_{EQ,el}} + \frac{1}{H \cdot n_{tot}} \right) \quad (4.19)$$

invertendo la formula, si ha:

$$M_y = \frac{F_y}{\left(\frac{1}{r_e \cdot n_{EQ,el}} + \frac{1}{H \cdot n_{tot}} \right)} \quad (4.20)$$

4.4.2 Rotazione di primo snervamento

Il nodo raggiunge la rotazione di primo snervamento Φ_y nel momento in cui il primo connettore esce dalla fase a comportamento elastico. Lo spostamento di tale connettore equivarrà allo spostamento a snervamento $\bar{\delta}_y$. In figura 4.9 si riporta che riporta solo la corona esterna del nodo a raggiera. Il centro d'istantanea rotazione coincide con il punto O', spostato rispetto al centro geometrico della connessione.

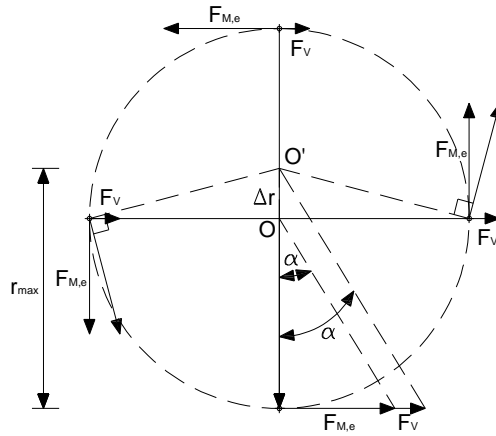


Fig. 4.9 Rotazione di primo snervamento

Osservando la figura 4.9 è possibile definire r_{\max} come:

$$r_{\max} = r_e + \Delta r \quad . \quad (4.21)$$

La tangente dell'angolo α può essere scritta in due modi:

$$\tan \alpha = \frac{F_{M,e}}{r_e} \quad (4.22)$$

$$\tan \alpha = \frac{F_{M,e} + F_V}{r_e + \Delta r} \quad . \quad (4.23)$$

Eguagliando le equazioni 4.22 e 4.23 si ottiene:

$$r_e + \Delta r = \frac{F_{M,e} + F_V}{\frac{F_{M,e}}{r_e}} \quad . \quad (4.24)$$

Semplificando, si ha:

$$r_e + \Delta r = r_e \left(1 + \frac{F_V}{F_{M,e}} \right) \quad . \quad (4.25)$$

Ricordando le espressioni 4.17 e 4.18 è possibile scrivere:

$$r_e + \Delta r = r_e \cdot \left(1 + \frac{\frac{M}{n_{tot} \cdot H}}{\frac{M}{r_e^2 \cdot n_{EQ,el}}} \right) = r_e \cdot \left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,el}}{n_{tot}} \right) . \quad (4.26)$$

Per piccole rotazioni, è possibile confondere la rotazione Φ_y con la tangente dell'angolo α :

$$\Phi_y \approx \tan \alpha = \frac{\delta_y}{r + \Delta r} = \frac{\delta_y}{r_e \cdot \left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,el}}{n_{tot}} \right)} \quad (4.27)$$

dove δ_y è lo scorrimento a snervamento del connettore e per n_{EQ} si utilizza l'espressione 4.4.

4.4.3 Momento ultimo

Il nodo viene sollecitato da una combinazione di forze di taglio e momento. All'aumentare della forza applicata cresceranno proporzionalmente F_M e F_V . Il connettore i -esimo, in funzione della posizione e quindi della combinazione delle azioni sollecitanti, raggiungerà il punto di snervamento ed entrerà in fase plastica.

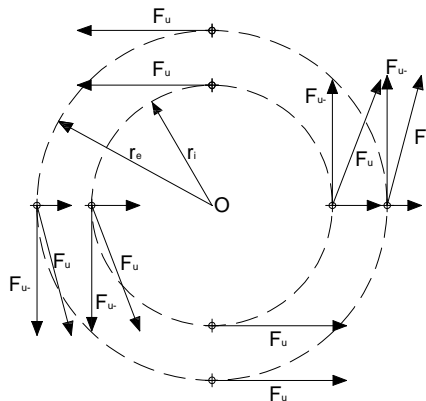


Fig. 4.10 Stato limite ultimo, distribuzione delle forze

Si ipotizza un comportamento elasticamente perfettamente plastico dei connettori. Ad una data intensità della forza esterna sollecitante il campione ($V = F$; $M = F H$) si

giungerà alla configurazione di figura 4.10 in cui tutti i connettori avranno raggiunto lo snervamento e forniranno una forza resistente pari a $F_y = F_u$. Questa avrà inclinazioni diverse per i vari connettori, per poter calcolare il momento ultimo, F_u dovrà essere proiettata perpendicolarmente al raggio:

$$F_{u\perp} = \sqrt{F_u^2 - \left(\frac{T}{n_{tot}}\right)^2} = \sqrt{F_u^2 - \left(\frac{M}{n_{tot} \cdot H}\right)^2} \quad (4.28)$$

Il momento agente sulla connessione in fase ultima è il seguente:

$$\begin{aligned} M &= 2 \cdot F_u \cdot (r_e + r_i) + [r_e (n_e - 2) + r_i (n_i - 2)] \cdot F_{u\perp} = \\ &= 2 \cdot F_u \cdot (r_e + r_i) + [r_e (n_e - 2) + r_i (n_i - 2)] \cdot \sqrt{F_u^2 - \left(\frac{M}{n_{tot} \cdot H}\right)^2} \end{aligned} \quad (4.29)$$

In riferimento alla figura 4.10 si ipotizza che i quattro connettori appartenenti all'asse verticale passante per il centro del nodo, i quali presentano F_u perpendicolare al raggio, contribuiscano al momento con una forza pari a $F_{u\perp}$. L'equazione 4.29 diventa:

$$M = (r_e \cdot n_e + r_i \cdot n_i) \cdot \sqrt{F_u^2 - \left(\frac{M}{n_{tot} \cdot H}\right)^2} \quad (4.30)$$

Quindi, elevando al quadrato:

$$M^2 = (r_e \cdot n_e + r_i \cdot n_i)^2 \cdot \left(F_u^2 - \left(\frac{M}{n_{tot} \cdot H}\right)^2 \right) \quad (4.31)$$

$$\frac{M^2}{(r_e \cdot n_e + r_i \cdot n_i)^2} + \left(\frac{M}{n_{tot} \cdot H}\right)^2 = F_u^2 \quad (4.32)$$

$$M^2 \cdot \left(\frac{1}{(r_e \cdot n_e + r_i \cdot n_i)^2} + \frac{1}{(n_{tot} \cdot H)^2} \right) = F_u^2 \quad (4.33)$$

che porta a:

$$M_u = \frac{F_u}{\sqrt{\frac{1}{(r_e \cdot n_e + r_i \cdot n_i)^2} + \frac{1}{(n_{tot} \cdot H)^2}}} \quad (4.34)$$

La 4.34 può essere riscritta:

$$M_u = \frac{F_u}{\sqrt{\frac{1}{(r_e \cdot n_{EQ,pl})^2} + \frac{1}{(n_{tot} \cdot H)^2}}} \quad (4.35)$$

Si ipotizza che le forze indotte dal taglio siano trascurabili rispetto a quelle indotte dal momento, cioè che il taglio non influenzi significativamente la distribuzione delle forze sui connettori; questo è vero solamente se H è sufficientemente "grande" rispetto ad r_e . La 4.35 diventa:

$$M_u = \left(n_e + n_i \cdot \frac{r_i}{r_e} \right) = F_u \cdot r_e \cdot n_{EQ,pl} \quad (4.36)$$

Che può essere riscritta nella seguente forma:

$$M_u = (r_e \cdot n_e + r_i \cdot n_i) \cdot F_u \quad (4.37)$$

4.4.4 Rotazione ultima

La rotazione ultima della connessione si ricava con lo stesso procedimento alla base della ricerca della rotazione di primo snervamento.

Per il j-esimo connettore si avrà in condizioni ultime: $\Phi_u = \frac{\delta_j}{r_j}$

A differenza della condizione di primo snervamento, in cui tutti i connettori si trovano in campo elastico, in condizioni ultime i connettori sono plasticizzati, quindi il momento si distribuirà in parti uguali su tutti i connettori indipendentemente dai raggi delle due corone.

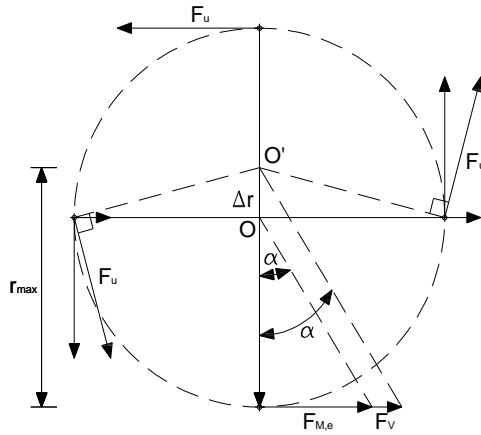


Fig. 4.11 Rotazione ultima

L'equazione 4.17 vede quindi al denominatore non più $n_{EQ,el}$ ma $n_{EQ,pl}$:

$$F_{M,e} = \frac{M}{r_e \cdot n_{EQ,pl}} \quad (4.38)$$

Un'altra differenza risiede nel fatto che lo spostamento di riferimento del connettore non è lo spostamento a snervamento δ_y ma lo spostamento ultimo δ_u . Tenendo presente l'espressione 4.27 e le considerazioni sopra esposte, si può concludere che la rotazione ultima assume il valore:

$$\Phi_u = \frac{\delta_u}{r + \Delta r} = \frac{\delta_u}{r_e \cdot \left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,pl}}{n_{tot}} \right)} \quad (4.39)$$

4.4.5 Momento ultimo con comportamento incrudente dei connettori

Si ipotizza, a differenza di quanto assunto nel corso dei paragrafi precedenti, che il comportamento in fase post elastica dei connettori sia di tipo incrudente. I connettori della raggiera interna hanno uno scorrimento inferiore a quello dei connettori della raggiera esterna perciò, a causa del comportamento post elastico ipotizzato, i connettori della raggiera esterna presenteranno forze reagenti maggiori di quelle dei connettori della raggiera interna.

Il legame fra gli scorrimenti ultimi è il seguente:

$$\frac{\delta_{u,e}}{r_e} = \frac{\delta_{u,i}}{r_i} \quad (4.40)$$

E' possibile scrivere:

$$\delta_{u,e} - \delta_{u,i} = \delta_{u,e} - \delta_{u,e} \cdot \frac{r_i}{r_e} = \delta_{u,e} \cdot \left(1 - \frac{r_i}{r_e}\right) \quad (4.41)$$

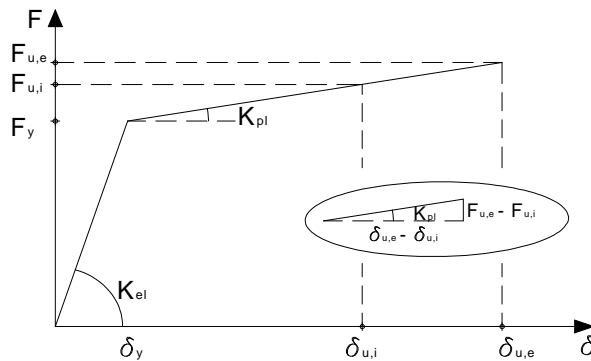


Fig. 4.12 Schematizzazione del comportamento meccanico di connettori a gambo cilindrico: legame elastico – plastico incrudente

In riferimento alla Figura 4.20, si può scrivere:

$$F_{u,e} - F_{u,i} = K_{pl} \cdot (\delta_{u,e} - \delta_{u,i}) = K_{pl} \cdot \delta_{u,e} \cdot \left(1 - \frac{r_i}{r_e}\right) \quad (4.42)$$

Nota la forza sui connettori della corona esterna, la forza in condizioni ultime sui connettori della corona interna vale:

$$F_{u,i} = F_{u,e} - K_{pl} \cdot \delta_{u,e} \cdot \left(1 - \frac{r_i}{r_e}\right) \quad (4.43)$$

Se, al contrario, sono noti $\bar{\delta}_{u,e}$ e $\bar{\delta}_{u,i}$, la resistenza dei connettori delle due corone vale:

$$F_{u,e} = F_y + K_{pl} \cdot (\delta_{u,e} - \delta_y) \quad (4.44)$$

$$F_{u,i} = F_y + K_{pl} \cdot (\delta_{u,i} - \delta_y) \quad (4.45)$$

Note $F_{u,e}$ e $F_{u,i}$, tenendo presente l'espressione 4.37, M_u sarà calcolato come:

$$M_u = r_e \cdot n_e \cdot F_{u,e} + r_i \cdot n_i \cdot F_{u,i} \quad (4.46)$$

4.4.6 Rigidezza rotazionale elastica del giunto

Noti il momento di primo snervamento M_y e la relativa rotazione è possibile calcolare la rigidezza elastica del giunto:

$$K_{rot} = \frac{M_y}{\Phi_y} = \frac{F_y}{\left(\frac{1}{r_e \cdot n_{EQ,el}} + \frac{1}{H \cdot n_{tot}}\right)} \cdot \frac{r_e \cdot \left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,el}}{n_{tot}}\right)}{\delta_y} = \frac{F_y}{\delta_y} \cdot \frac{r_e \cdot \left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,el}}{n_{tot}}\right)}{\left(\frac{1}{r_e \cdot n_{EQ,el}} + \frac{1}{H \cdot n_{tot}}\right) \cdot \frac{r_e \cdot n_{EQ,el}}{r_e \cdot n_{EQ,el}}} \quad (4.47)$$

Ricordando che il rapporto F_y/δ_y è uguale alla rigidezza del singolo connettore $k_{ser,r}$ si può scrivere:

$$K_{rot} = k_{ser} \cdot \frac{r_e^2 \cdot n_{EQ,el} \cdot \left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,el}}{n_{tot}}\right)}{\left(\frac{1}{r_e \cdot n_{EQ,el}} + \frac{1}{H \cdot n_{tot}}\right) \cdot r_e \cdot n_{EQ,el}} = k_{ser} \cdot r_e^2 \cdot n_{EQ,el} \cdot \frac{\left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,el}}{n_{tot}}\right)}{\left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,el}}{n_{tot}}\right)} \quad (4.48)$$

L'espressione finale è dunque la seguente:

$$K_{rot} = k_{ser} \cdot r_e^2 \cdot n_{EQ,el} \quad . \quad (4.49)$$

L'espressione 4.49, se riscritta esplicitando tutti i termini, assume la forma delle formule di calcolo riportate in letteratura:

$$K_{rot} = k_{ser} \cdot (n_e \cdot r_e^2 + n_i \cdot r_i^2) \quad . \quad (4.50)$$

5. GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE IN ZONA SISMICA – ANALISI SPERIMENTALE

5.1 Introduzione

Nel presente capitolo verranno presentate le prove cicliche su nodi trave-colonna in legno lamellare, assemblati mediante giunti semirigidi, eseguite presso il laboratorio di Prova su Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università degli Studi di Trento. Verrà presentata una sintesi commentata delle rielaborazioni dei dati acquisiti nel corso della campagna sperimentale cui seguirà un'analisi volta alla determinazione dei parametri indispensabili alla caratterizzazione del comportamento ciclico dei nodi in esame. In particolare le caratteristiche di resistenza e rigidità evidenziate dalle prove sperimentali verranno confrontate con resistenza e rigidità calcolate mediante metodi e valori forniti dalle vigenti normative.

Nello studio delle connessioni fra elementi lignei la fase sperimentale riveste un ruolo di fondamentale importanza e deve sempre accompagnare la campagna di indagine analitica e numerica. I collegamenti fra elementi in legno in esame sono caratterizzati da problemi di fragilità locale, causata dalle concentrazioni degli sforzi indotte da connettori a gambo cilindrico, che possono generare nel legno stati tensionali tali da provocare rotture fragili. La modellazione tramite modelli FEM riesce con difficoltà a fornire dati attendibili e cogliere problemi locali legati all'interazione legno-acciaio difficilmente modellabili a causa:

- dell'ortotropia del legno;
- dei problemi di fragilità locale del legno;
- dei problemi legati ai difetti locali del legno (nodi, cretti, variazioni nella direzione della fibratura);
- della capacità locale del legno di plasticizzarsi a causa di pressioni di contatto (rifollamento).

I risultati di elaborazioni numeriche o analitiche devono quindi necessariamente essere confermati da evidenze sperimentali e supportati o integrati da parametri derivanti dalle prove di laboratorio. Nello specifico i modelli push over agli EF sono stati implementati modellando le cerniere plastiche puntuali schematizzanti il comportamento dei nodi partendo dalle bilatere tracciate a seguito dell'elaborazione delle prove di laboratorio.

5.1.1 *Descrizione campagna sperimentale*

Sono state condotte 12 prove cicliche di laboratorio su nodi trave colonna in scala reale; i campioni testati sono composti da una trave in legno lamellare di dimensioni 120 mm x 600 mm x 3410 mm e montanti in legno lamellare di spessore variabile, altezza 600 mm e lunghezza complessiva pari a 2812 mm.

In prima istanza si è scelto di testare giunti assemblati mediante l'utilizzo di spinotti di grosso diametro, pari a 16 mm, disposti su un'unica raggiera. Tale configurazione è tipica di nodi tradizionalmente utilizzati nella costruzione di portali per strutture industriali. L'utilizzo di spinotti \varnothing 16 ed elementi lignei di altezza pari a 600 mm porta, rispettando le distanze minime da normativa, alla realizzazione di una raggiera costituita da 12 elementi. I risultati relativi alle prove cicliche su tale tipologia di nodi mostrano una scarsa rigidità del giunto: è necessario imporre, tramite il martinetto idraulico, spostamenti che danno luogo a rotazioni di circa 0,03 radianti, per mobilitare momenti resistenti paragonabili al momento ultimo di calcolo caratteristico.

L'elaborazione dei dati ottenuti dalla prima fase di prove ha permesso di definire con maggior accuratezza la seconda fase in termini di protocollo di prova e tipologia di connessioni da realizzare. Il progetto della seconda serie di campioni ha previsto l'utilizzo di modalità di connessione diverse dalla classica: sono stati impiegati connettori con diametri inferiori a quelli precedentemente utilizzati disponendoli secondo geometrie in grado di fornire resistenze ultime superiori garantendo comunque gradi di duttilità elevata.

Nella seconda sessione di prove sono stati testati nodi a doppia raggiera con diametro 150 mm per la raggiera interna e 240 mm per quella esterna disponendo in totale 26 connettori. Sono state testate connessioni realizzate mediante spinotti o barre incollate con resina epossidica, nell'ordine, perni da 12 mm, perni da 14 mm e barre resinare da 14 mm.

I risultati delle prove di laboratorio sono stati rielaborati, riorganizzati e confrontati con i risultati ottenuti tramite analisi numeriche e tramite formule proposte da normativa.

Le prove cicliche presentano un comportamento post-snervamento con andamento lineare ben definito; è quindi immediato approssimarlo mediante una retta tangente agli apici degli ultimi due cicli. Per quanto riguarda il tratto della curva precedente allo snervamento si assiste, in alcune prove, a un comportamento pressoché lineare, con un ginocchio abbastanza marcato in corrispondenza dello snervamento; in altre prove a una progressiva perdita di

rigidezza passando da un ciclo a quello successivo. Si è quindi scelto di approssimare il tratto iniziale mediante una retta passante per l'origine e per il punto corrispondente a $0,4 F_{max}$.

I risultati analitici e numerici riescono ad approssimare con sufficiente accuratezza le evidenze sperimentali per quanto riguarda la resistenza dei nodi testati, mentre, si hanno errori non accettabili nella stima della rigidezza ricavata tramite le formule proposte da normativa. Tali discordanze dell'ordine del 40 % sono dovute al fatto che le diverse normative non forniscono indicazioni precise sul calcolo della rigidezza di un connettore a gambo cilindrico se sollecitante il legno secondo una direzione non parallela alla fibra.

I provini sono stati realizzati collegando ortogonalmente tre elementi lignei, il primo definito "trave" è interposto fra i due "montanti". Gli elementi sono in legno lamellare di classe GL24h. In Figura 5.1 si riporta un disegno schematico quotato relativo alla tipologia di campioni a raggiera semplice prove (T00 -T04); le prove successive differiscono per diversi spessori dei montati o per la presenza di un doppio ordine di connettori Tabella 5.1.

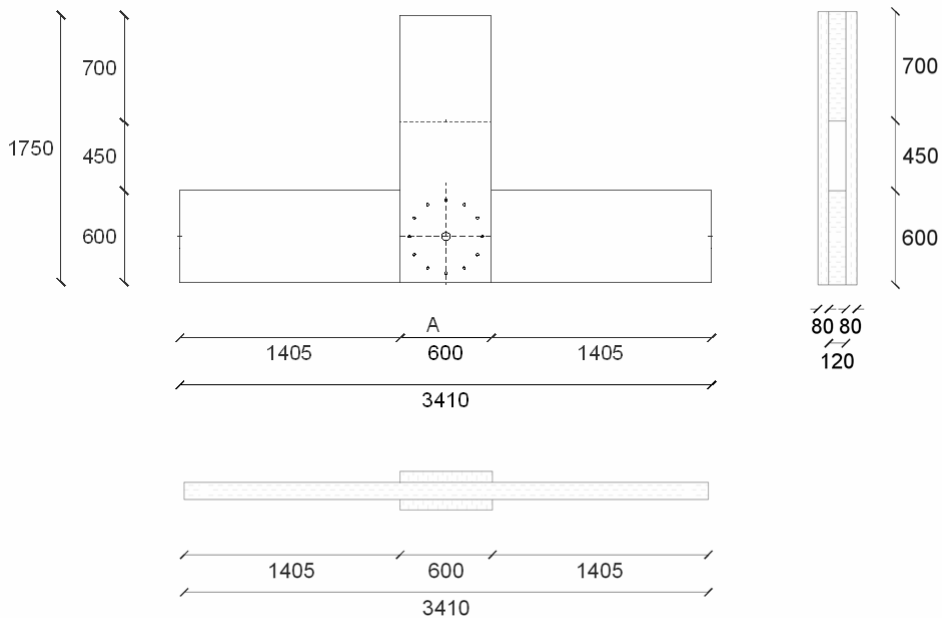


Fig. 5.1 Dimensioni geometriche dei campioni T00 – T04

Le caratteristiche geometriche principali e la tipologia di connessione adottata sono descritte in Tabella 5.1.

Prova	Tipo	B trave t_2 [mm]	B montanti [mm]	Raggio [mm]	Numero connettori	$\varnothing_{\text{conn}}$ [mm]	Caratteristiche
T00	monotona	120	80	240	12	16	spinotti
T01	ciclica	120	80	240	12	16	spinotti
T02	ciclica	120	80	240	12	16	spinotti
T03	ciclica	120	80	240	12	16	spinotti
T04	ciclica	120	80	240	12	16	spinotti
T05	ciclica	120	160	240	12	14	spinotti
T06	ciclica	120	160	240	12	14	barre incollate
T07	ciclica	120	160	nodo incollato			
T08	ciclica	120	160	165+240	10+16	12	spinotti
T09	ciclica	120	160	165+240	10+16	14	spinotti
T10	ciclica	120	160	165+240	10+16	12	barre incollate
T11	ciclica	120	160	165+240	10+16	12	+ nodo incollato

Tab. 2 Sommario campioni testati

Delle dodici prove eseguite, saranno analizzate le seguenti:

- T00 prova monotona, campione a singola raggiera, spinotti $\varnothing 16$;
- T01 prova ciclica, campione a singola raggiera, spinotti $\varnothing 16$;
- T06 prova ciclica, campione a singola raggiera, barre incollate $\varnothing 14$;
- T07 prova ciclica, campione con nodo incollato;
- T08 prova ciclica, campione a doppia raggiera, spinotti $\varnothing 12$;
- T09 prova ciclica, campione a doppia raggiera, spinotti $\varnothing 14$;
- T10 prova ciclica, campione a doppia raggiera, barre incollate $\varnothing 12$.

La prova T08 è stata assunta come prova tipo e verrà descritta in modo approfondito: verranno riportate alcune immagini relative alla preparazione del campione, al setup di prova ed alla fase di analisi post rottura del campione; si illustreranno le fasi che hanno portato alla definizione dei grafici M-- δ , riassuntivi del comportamento del campione, e dei dati presentati ai paragrafi successivi.

5.2 Materiali e modalità di prova

5.2.1 Prove sui materiali

Allo scopo di caratterizzare il comportamento dei materiali di cui sono costituiti i giunti sono state eseguite delle prove preliminari sui singoli elementi componenti le connessioni, in particolare sono state determinate:

- la densità del legno lamellare di travi e montanti;
- le caratteristiche meccaniche dell'acciaio dei connettori a gambo cilindrico (f_y ; f_u).

Nel seguito verranno contrassegnati dal pedice "s" i valori riferiti a proprietà misurate sperimentalmente, oppure valori calcolati tramite quest'ultime; con il pedice "k" verranno indicati i valori caratteristici forniti da normativa.

Gli elementi in legno lamellare utilizzati sono stati classificati mediante classificazione visuale dal produttore come GL24h.

Le misure di densità sono state eseguite tramite pesata ed hanno restituito una densità media pari a:

$$\rho_s = 467 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

La CNR-DT 206/2007 fornisce le tabelle prestazionali in riferimento alla classe secondo cui l'elemento è stato classificato, tali tabelle forniscono oltre la resistenza a flessione, compressione, trazione e taglio parallela e perpendicolare alla fibratura anche i valori del modulo elastico, del modulo di taglio e della densità. Nel caso in esame il valore caratteristico della densità previsto per il legno GL24h è pari a:

$$\rho_k = 380 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

E' possibile notare come il valore di valore medio misurato sia notevolmente superiore al valore caratteristico previsto da normativa. Il materiale è stato custodito in cella climatica e l'umidità misurata è di poco superiore al 12%. E' quindi da escludere che l'alta densità sia da imputare ad una mancata o errata essiccazione. E' probabile piuttosto che il materiale in realtà avesse caratteristiche leggermente superiori a quelle relative alla classe assegnata dal classificatore. Da notare come il processo di classificazione per il materiale legno, materiale di origine naturale, caratterizzato da grande variabilità di

resistenze e presenza di difetti, sia un passaggio obbligato e di grande importanza all'interno di un corretto iter progettuale.

Gli elementi in acciaio utilizzati per l'assemblaggio delle diverse tipologie di campioni sono stati:

- perni Ø 16, nodi a raggiera tradizionali;
- perni Ø 12 e Ø 14, nodi a doppia raggiera;
- barre da armatura Ø 14 e Ø 12 per nodi a barre incollate.

I perni in commercio per la realizzazioni di connessioni in legno sono classificati come 4.6 con resistenze caratteristiche previste da normativa pari a:

$$f_{u,k} = 400MPa$$

$$f_{y,k} = 240MPa$$

Le prove a trazione hanno restituito le curve rappresentate Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4.

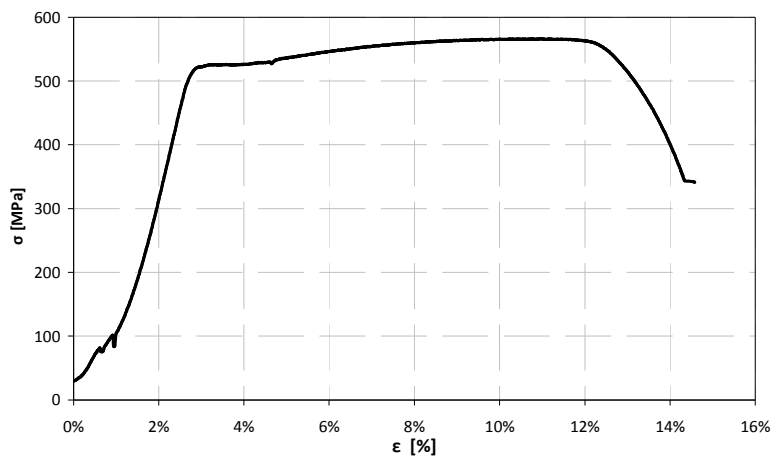


Fig. 5.2 Comportamento a trazione dei perni Ø12

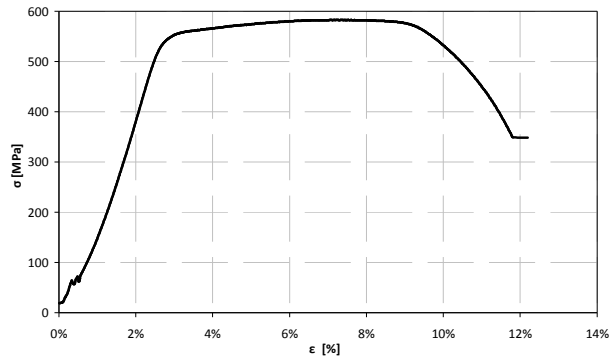


Fig. 5.3 Comportamento a trazione dei perni Ø14

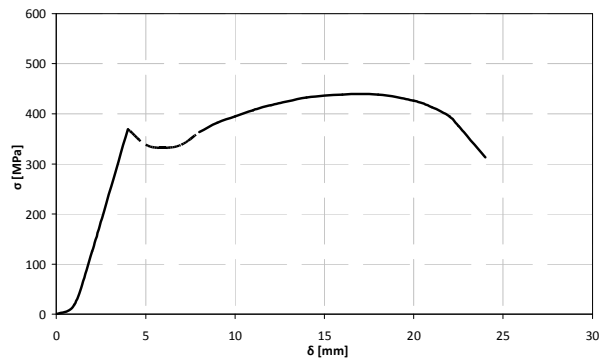


Fig. 5.4 Comportamento a trazione dei perni Ø16

Da queste si ricavano i seguenti valori:

$$f_{u,s} = 566,3 \text{ MPa} \quad \text{per gli spinotti } \text{Ø}12;$$

$$f_{y,s} = 525,9 \text{ MPa}$$

$$f_{u,s} = 582,7 \text{ MPa} \quad \text{per gli spinotti } \text{Ø}14;$$

$$f_{y,s} = 550,1 \text{ MPa}$$

$$f_{u,s} = 431,6 \text{ MPa} \quad \text{per gli spinotti } \text{Ø}16.$$

$$f_{y,s} = 370,3 \text{ MPa}$$

Da un confronto fra i valori misurati e caratteristici prescritti da normativa, si nota come i primi siano sensibilmente superiori ai secondi. In particolare, per gli spinotti Ø12 e Ø14 la tensione di snervamento misurata è doppia rispetto quella

caratteristica, mentre la tensione ultima misurata è maggiore del 40% rispetto quella caratteristica prevista da normativa.

Per la realizzazione delle connessioni a barre incollate sono state utilizzate barre in acciaio da armatura B450C, per tali barre le resistenze caratteristiche da normativa valgono:

$$f_{u,k} = 540MPa$$

$$f_{y,k} = 450MPa$$

Le misure in laboratorio hanno permesso di determinare i seguenti valori:

$$f_{u,s} = 632,1MPa$$

per le barre Ø12;

$$f_{y,s} = 533,5MPa$$

$$f_{u,s} = 626,6MPa$$

per le barre Ø14.

$$f_{y,s} = 527,8MPa$$

Nel caso in esame i valori misurati si avvicinano ai valori caratteristici, con differenze inferiori al 20%.

5.2.2 Protocollo di prova

Il protocollo di prova adottato rispetta le indicazioni della EN 12512, Paragrafo 2.3.1. Le prove, a controllo di spostamento, sono di tipo ciclico tranne la prima, monotona, eseguita allo scopo di stimare il punto di snervamento dei campioni da testare. La normativa EN 12512 suggerisce infatti una procedura standardizzata per prove cicliche che prevede di scalare l'ampiezza dei cicli in funzione del punto di snervamento del provino stesso, stimato o ricavato dall'analisi di prove precedentemente condotte. A causa delle notevoli dimensioni dei campioni testati, della grande variabilità di rigidità dei diversi nodi testati, e, soprattutto, dei limiti fisici della corsa del martinetto (+/- 250 mm), si è scelto di imporre a tutti i campioni un'identica legge di carico. Il punto di snervamento v_y , in base al quale è stata costruita la storia di carico, è stato definito pari a 60 mm così da sfruttare tutta la corsa del martinetto per un'ampiezza massima dei cicli pari a +/-240 mm (4 v_y). Il punto di snervamento convenzionale v_y è stato assunto pari allo snervamento stimato per il campione più significativo (nodo T08) e determinato a partire dalla prova monotona T00. A

causa delle dimensioni dei campioni testati e dei limiti di spostamento del martinetto non è stato possibile raggiungere lo spostamento di $6 v_y$, imposto da normativa per la definizione di alta capacità dissipativa.

5.2.3 Descrizione setup di prova

Il setup di prova, progettato ed assemblato per la campagna sperimentale, prevede che trave e montanti siano vincolati, rispettivamente, a terra ed all'attuatore idraulico tramite cerniere, Figura 5.5. Grande attenzione è stata posta alla modalità realizzativa di tali collegamenti: si è cercato di creare dei sistemi in grado di garantire elevata rigidezza e conformità con lo schema ipotizzato. Si è scelto di testare la connessione disponendo gli elementi in un piano orizzontale, per non avere carichi verticali, peso proprio del martinetto, gravanti sul nodo e per comodità nel vincolare i provini a terra.

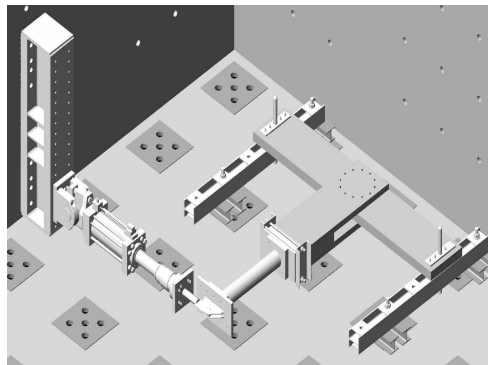


Fig. 5.5 Setup di prova

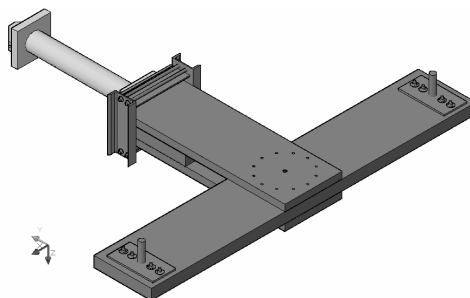


Fig. 5.6 Immagine 3D del campione e dei vincoli

5.2.4 Descrizione strumenti di misura

Durante la fase di prova il comportamento del campione, in termini di spostamenti assoluti e relativi (trave-montanti), è stato monitorato mediante l'uso di trasduttori di spostamento disposti come illustrato in Figura 5.7. I trasduttori di spostamento sono stati collegati ad una centralina elettronica, i dati sono stati campionati con una frequenza pari a 2 Hz, sufficienti per la tipologia di prova quasi statica adottata. Spostamento e carico imposti dall'attuatore sono stati registrati mediante il sistema di controllo dell'attuatore stesso.

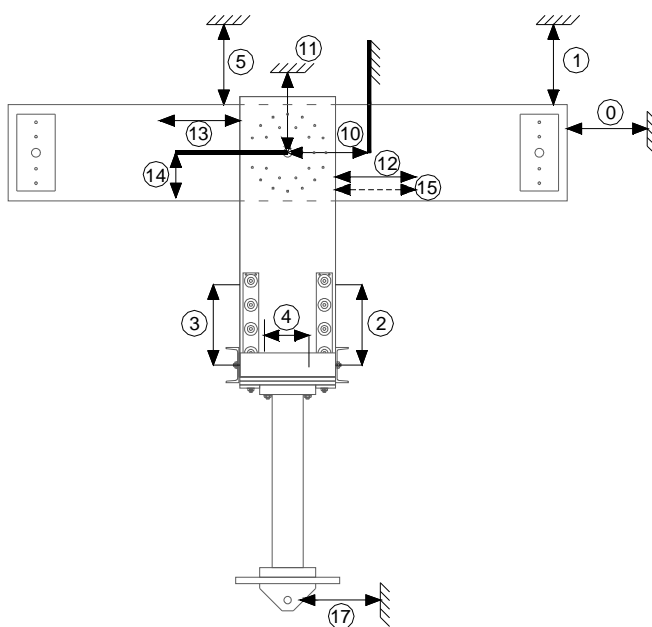


Fig. 5.7 Strumentazione adottata

Si fornisce l'elenco completo dei trasduttori di spostamento utilizzati, presentati in funzione della misura cui erano proposti (direzione x parallela all'asse della trave, direzione y parallela all'asse dei montanti):

- misura degli scorrimenti ai vincoli:
 - direzione x: trasduttore di spostamento n°0;
 - direzione y: trasduttore di spostamento n°1;
- misura degli spostamenti relativi tra montanti ed elemento di collegamento all'attuatore:
 - direzione x: trasduttore di spostamento n°2;

- direzione x: trasduttore di spostamento n° 3;
- direzione y: trasduttore di spostamento n° 4;
- misura dello spostamento della trave in mezzeria:
 - direzione y: trasduttore di spostamento n° 5;
- misura dello spostamento del centro del nodo:
 - direzione x: trasduttore di spostamento n° 10;
 - direzione y: trasduttore di spostamento n° 11;
- misura degli spostamenti relativi tra la trave e i montanti
 - montante superiore: trasduttore di spostamento n° 12;
 - montante superiore: trasduttore di spostamento n° 13;
 - montante inferiore: trasduttore di spostamento n° 15;
- misura della rotazione del nodo:
 - direzione y: trasduttore di spostamento n° 14;
- misura dello spostamento alla testa dell' elemento di collegamento all'attuatore:
 - direzione x: trasduttore di spostamento n° 17.

La rotazione del nodo è stata calcolata rapportando la misura di spostamento indicata dal trasduttore n° 14 e la distanza dell'asse di quest'ultimo dal centro del nodo.

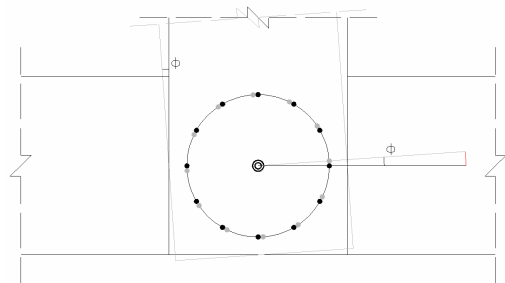
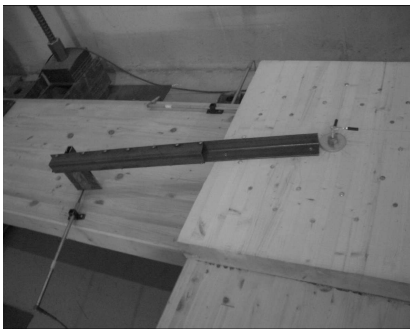


Fig. 5.8 Misura delle rotazioni trave - montanti

5.3 Rielaborazione dei risultati sperimentali

5.3.1 Descrizione prova tipo, Test T08

L'organizzazione e la rielaborazione dei dati acquisiti durante la campagna di prova sono state operazioni complesse in seguito alle quali sono stati compilati report di prova in grado di sintetizzare la grande mole di dati numerici e immagini elaborate. Non si è ritenuto opportuno appesantire il presente capitolo con dati, grafici e immagini necessari alla descrizione esaustiva delle fasi di progetto, assemblaggio, prove ed analisi post prova dei campioni. Una descrizione approfondita del setup, degli strumenti di misura utilizzati, delle fasi di montaggio dei campioni e dei risultati sperimentali è data da (Amadori, 2009).

E' utile illustrare le fasi che hanno portato alla definizione dei grafici $M-\phi$, riassuntivi del comportamento dei campioni testati, e dei dati presentati ai paragrafi successivi. In riferimento alla prova T08 verranno presentati una serie di immagini relative alle varie fasi di prova e alcuni grafici relativi alla rielaborazione dati di strumenti di misura significativi.



Fig. 5.9 Test T08: immagini relative alle fasi di prova



Fig. 5.10 Test T08: il campione dopo la prova

In Figura 5.11 vengono riportati grafici relativi all'andamento di carico e spostamento nel tempo acquisiti mediante trasduttore di spostamento e cella di carico del martinetto idraulico. Nella medesima Figura sono proposti i grafici relativi agli scorrimenti ai vincoli: vincoli a terra e vincolo all'elemento metallico di collegamento al martinetto. I grafici dimostrano come gli scorrimenti siano trascurabili: inferiori al millimetro per spostamenti imposti massimi pari a 240 mm.

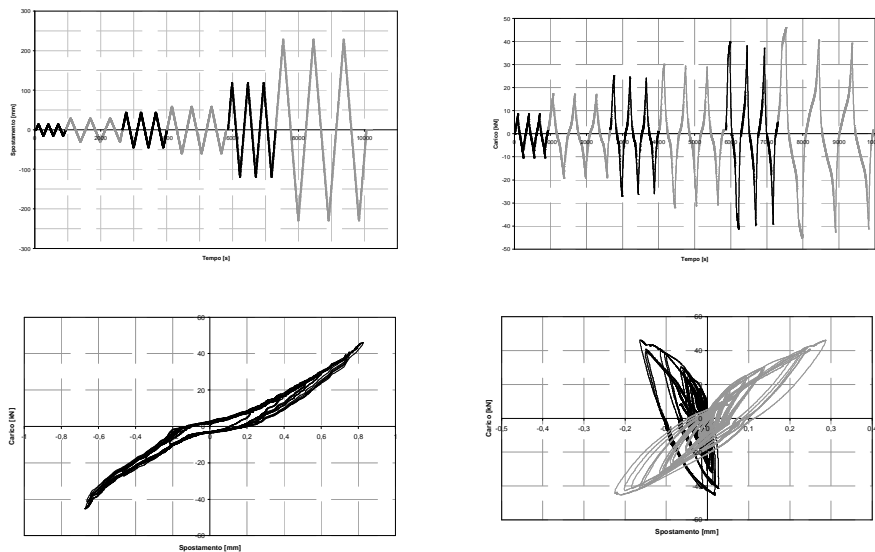


Fig. 5.11 Test T08 elaborazioni dei dati sperimentali: storia di carico (grafico tempo – spostamento, grafico tempo – carico); scorrimenti ai vincoli (grafico $F-\delta$ al vincolo a terra, grafico $F-\delta$ all'attacco dell'elemento metallico)

Le curve $M-\varphi$ sono state costruite partendo dai dati di spostamento al nodo forniti dal trasduttore 14, Paragrafo 5.2.4, e di carico forniti dalla cella di carico del martinetto idraulico.

Per avere conferma della corretta definizione dell'andamento della rotazione del nodo si è scelto di comparare φ calcolato mediante i dati acquisiti dallo strumento 14 (posizionale sul nodo) e mediante i dati acquisiti dallo strumento 17 (posizionale in asse allo stelo del martinetto).

La rotazione del nodo è stata calcolata nel primo caso riportando la misura di spostamento indicata dal trasduttore n° 14 e la distanza dell'asse di quest'ultimo dal centro del nodo.

Nel secondo caso non è possibile avere una misura diretta della rotazione: la rotazione del nodo è stata calcolata riportando la misura di spostamento indicata dal trasduttore n° 17 e la distanza dell'asse di quest'ultimo dal centro del nodo; l'angolo ottenuto non rappresenta esattamente la rotazione del nodo secondo cui costruire la curva $M - \varphi$ poiché lo strumento 17 misura uno spostamento dato da:

- rotazione relativa tra montanti e trave
- spostamento del centro del nodo
- spostamento dato dalla deformazione elastica dei montanti

E' necessario quindi isolare la componente relativa alla rotazione trave – montanti; verranno sottratti dalla misura espressa dal trasduttore n° 17 l'effetto elastico dei montanti e lo spostamento rigido del nodo.

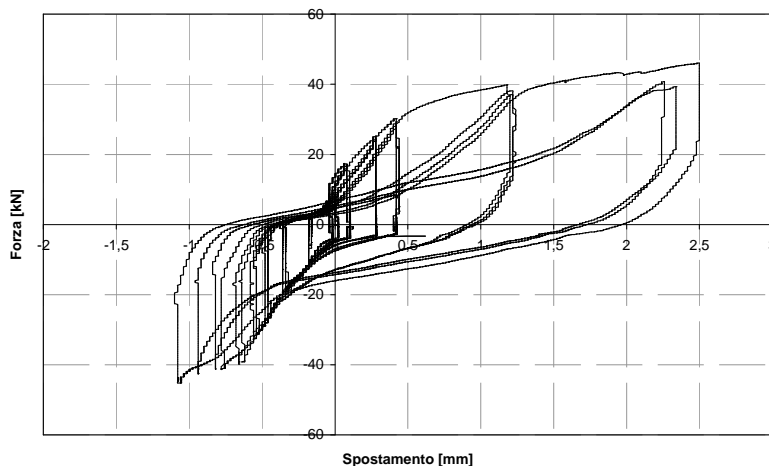


Fig. 5.12 Prova T08: spostamenti del centro del nodo

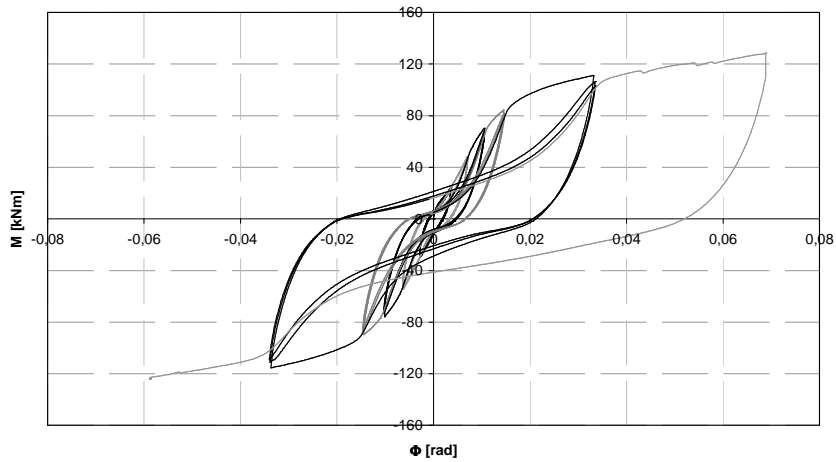


Fig. 5.13 Prova T08: rotazioni calcolate tramite il trasduttore di spostamento 12

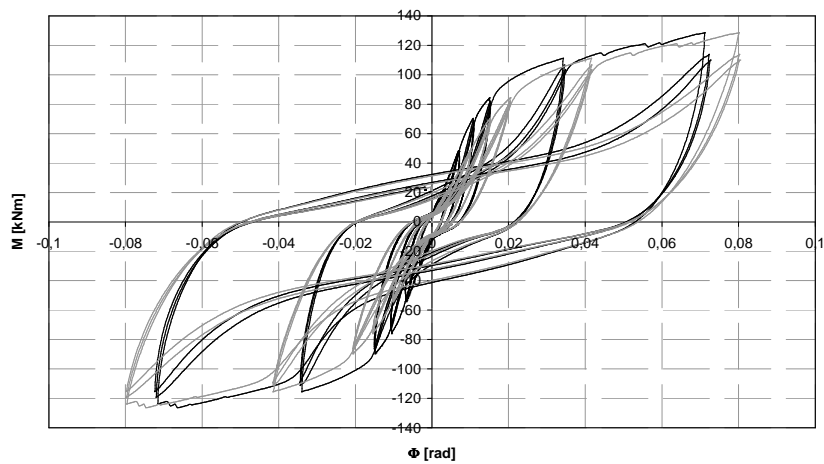


Fig. 5.14 Prova T08: rotazioni al nodo calcolate mediante l'uso di diversi trasduttori di spostamento: in nero le rotazioni reali, strumento 12, ed in grigio le rotazioni grezze ricavate dalla misura fornita dallo strumento 17

Si confrontano le rotazioni al nodo calcolate direttamente dalla misura fornita dallo strumento n° 12 e ricavate secondo la procedura esposta partendo dalla misura fornita dallo strumento n° 17. Nel caso in esame le due procedure forniscono un errore trascurabile pari a:

- 2,8 % nel primo ciclo;
- 1,8 % nel terzo ciclo;
- 3,2 % nel quinto ciclo.

5.3.2 Test T00

Il test T00 è stato l'unico di tipo monotono, il provino presenta un'unica raggiera realizzata mediante 12 spinotti Ø16. In Figura 5.15 è rappresentata la curva momento-rotazione della prova e la bilatera determinata secondo EN 12512.

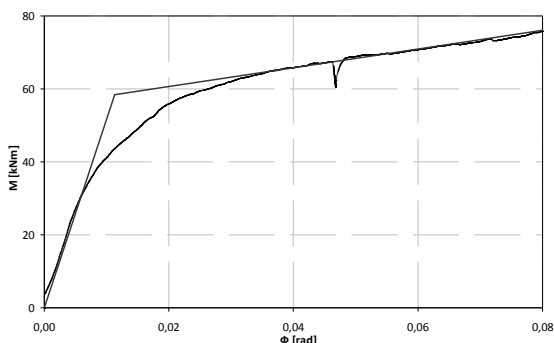


Fig. 5.15 Prova T00, modellazione secondo EN 12512

La prova presenta un tratto iniziale e un tratto finale approssimabili da un comportamento lineare, comportamento post elastico ultimo è leggermente incrudente. In Figura 5.16 vengono posti a confronto l'andamento della risposta momento-rotazione dei test T01-T04 ciclici con l'andamento del test T00 monotono.

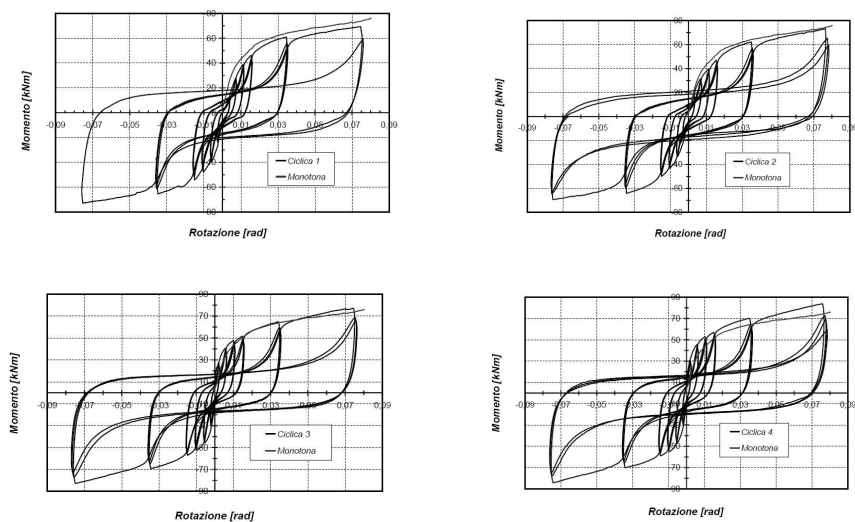


Fig. 5.16 Confronto fra risposta dei test T01-T04 ciclici e del test T00 monotono

5.3.3 Test T01

Il test T01 presenta un'unica raggiera realizzata mediante 12 spinotti Ø16. In Figura 5.17 è rappresentata la curva momento-rotazione della prova e la bilatera determinata secondo EN 12512.

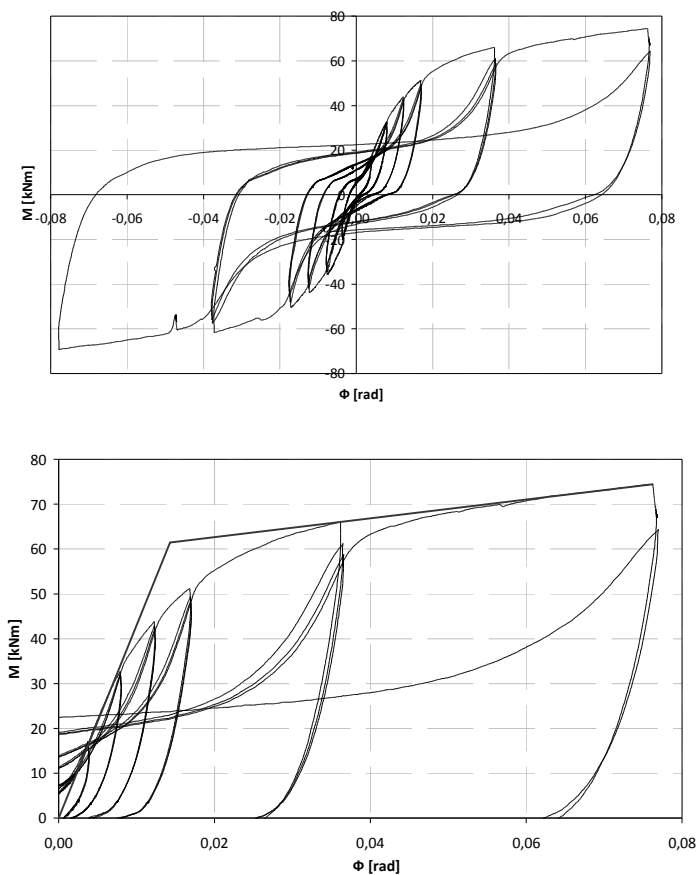


Fig. 5.17 Prova T01, grafico M-φ e modellazione secondo EN 12512

E possibile notare come l'involuppo dei vari cicli si sovrapponga con sufficiente precisione al grafico M-φ relativo alla prova monotona.

5.3.4 Test T06

Il test T06 presenta un'unica raggiera realizzata mediante 12 barre $\varnothing 14$. In Figura 5.18 è rappresentata la curva momento-rotazione della prova e la bilatera determinata secondo EN 12512. Nella prova in esame gli spinotti sono stati sostituiti con delle barre incollate $\varnothing 14$, tale modifica porta ad un sostanziale cambiamento del comportamento del giunto.

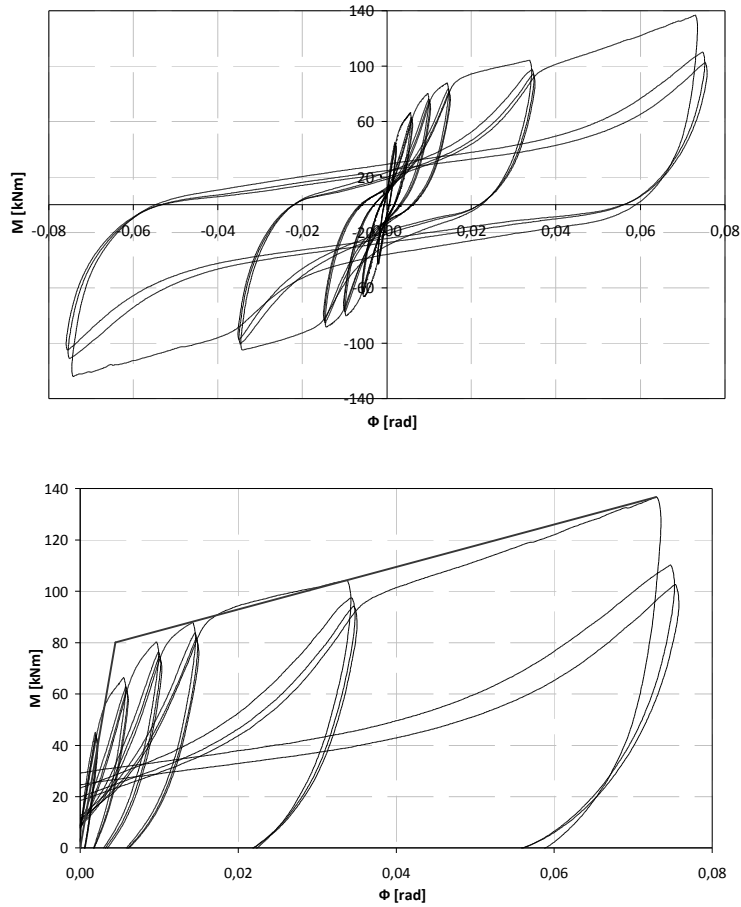


Fig. 5.18 Prova T06, grafico $M-\phi$ e modellazione secondo EN 12512

E' possibile notare un marcato aumento della rigidezza iniziale, l'involuppo dei vari cicli non presenta la regolarità delle prove precedenti, non è quindi possibile determinare con chiarezza tramite un metodo grafico i due tratti lineari elastico e post elastico. Il giunto in esame ha evidenziato un carattere incrudente molto accentuato.

5.3.5 Test T07

Il test T07 ha avuto come oggetto d'esame un nodo completamente incollato; la superficie incollata ha forma di corona circolare di raggio esterno r_e pari a 280 mm e di raggio interno r_i pari a 180 mm. È presente anche una raggiera di bulloni il cui unico scopo è di chiudere il giunto durante l'incollaggio in modo da assicurare l'aderenza fra le superfici e di riprendere le trazioni perpendicolari alla superficie d'incollaggio che inevitabilmente nascono nel corso della prova, i bulloni sono collocati in fori maggiorati. La curva $M-\phi$ della prova e relativa bilatera approssimante sono rappresentate in Figura 5.19, mentre in Figura 5.20 sono rappresentati solamente i primi tre cicli.

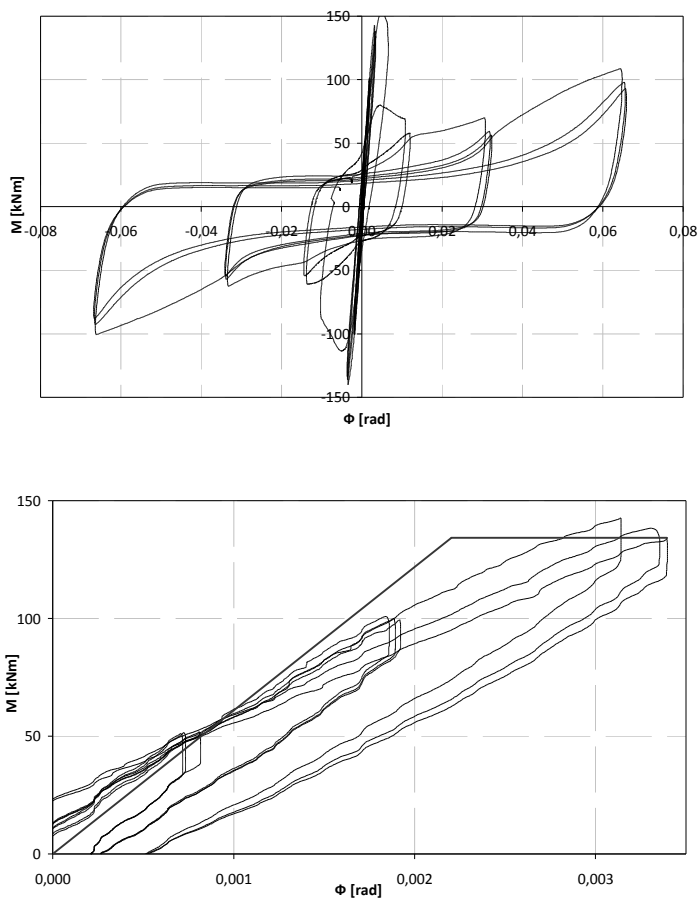


Fig. 5.19 Prova T07, grafico $M-\phi$ e modellazione secondo EN 12512

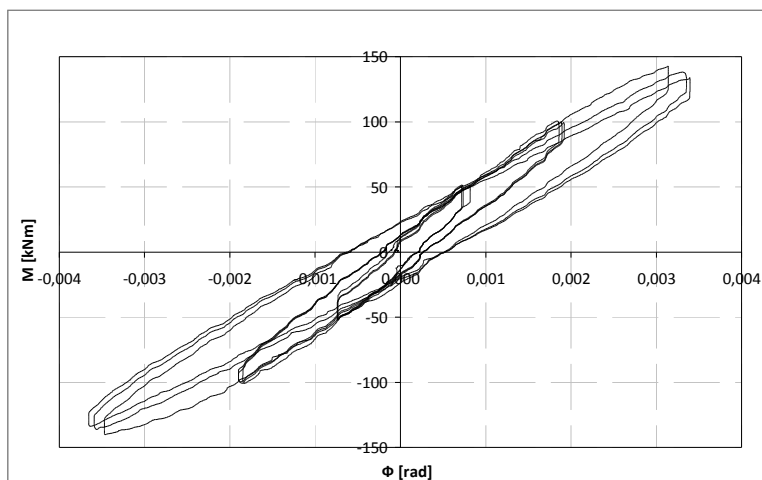


Fig. 5.20 Prova T07, grafico $M-\phi$: i primi tre cicli

Il tratto elastico iniziale è molto esteso, ha andamento quasi perfettamente lineare, si nota una leggera perdita di rigidezza del nodo all'aumentare dell'ampiezza dei cicli. Dopo il terzo ciclo si assiste alla rottura del nodo; si ha rottura fragile per taglio della superficie incollata. Il giunto mostra una ripresa di resistenza per cicli di grande ampiezza, tale ripresa è data dall'entrata in tensione dei bulloni, che per grandi deformazioni entrano in contatto con la superficie dei fori maggiorati ed allo stesso tempo mobilitano meccanismi resistenti del tipo "effetto fune". La crisi del giunto avviene per rotazioni dell'ordine dei 0.003 rad per effetto della rottura delle superfici incollate. Nella modellazione con la bilatera è stato considerato un tratto perfettamente plastico fittizio indispensabile alla definizione del comportamento del giunto nel modello numerico agli EF.

5.3.6 Test T08

Il test T08 presenta due raggere concentriche realizzate mediante 26 spinotti $\varnothing 12$. In Figura 5.21 è rappresentata la curva momento-rotazione della prova e la bilatera determinata secondo EN 12512.

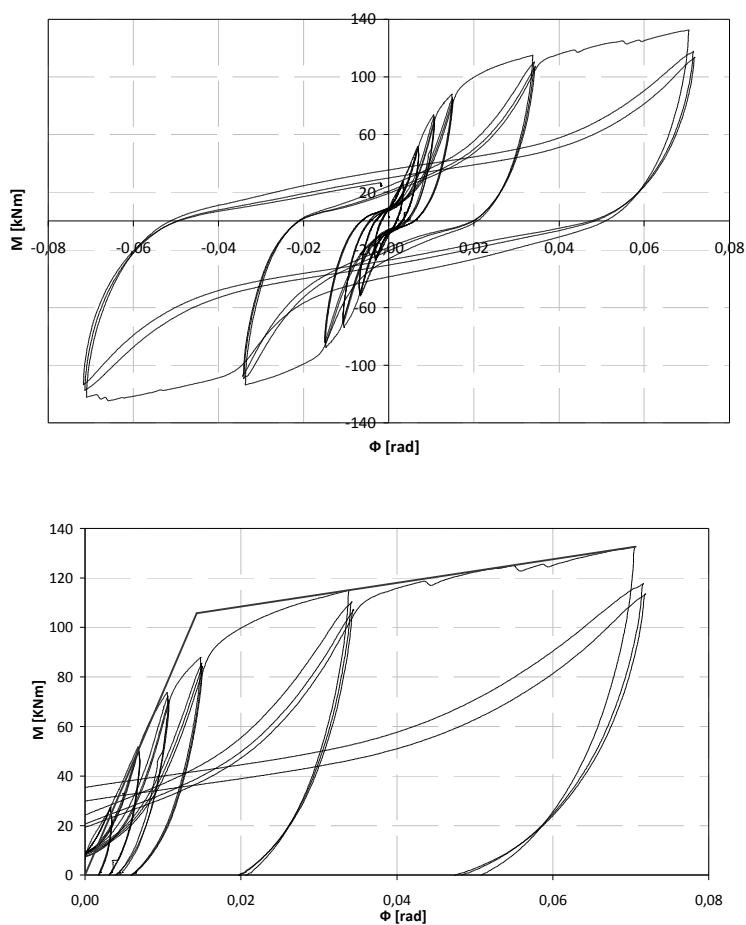


Fig. 5.21 Prova T08, grafico $M-\phi$ e modellazione secondo EN 12512

La prova presenta un tratto iniziale e un tratto finale chiaramente approssimabili da segmenti rettilinei, il comportamento post elastico ultimo è leggermente incrudente. La tipologia di nodo in esame è stata scelta in fase di progettazione della campagna sperimentale come nodo modello, Paragrafo 5.3.1.

5.3.7 Test T09

Il test T09 presenta due raggiere concentriche realizzate mediante 26 spinotti Ø14. In Figura 5.22 è rappresentata la curva momento-rotazione della prova e la bilatera determinata secondo EN 12512.

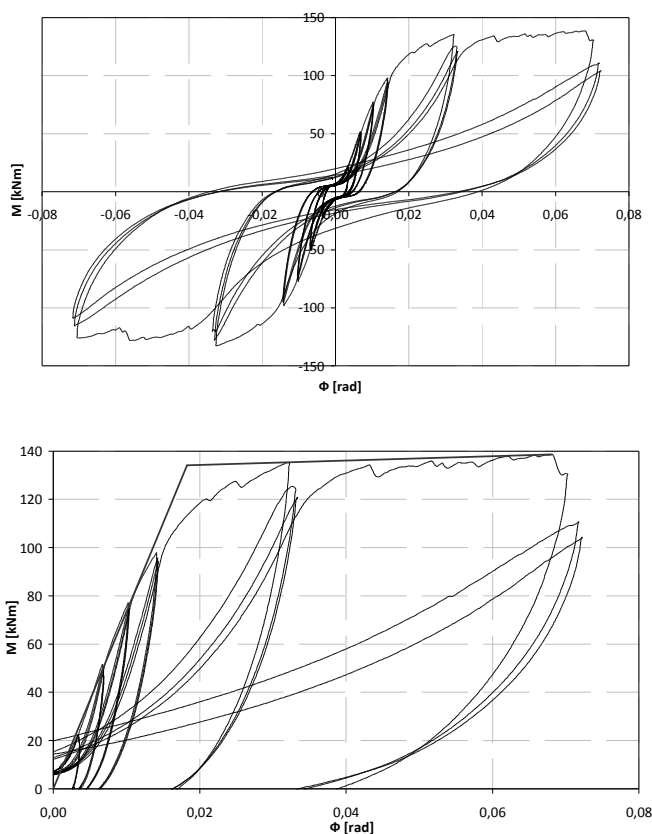


Fig. 5.22 Prova T09, grafico M - ϕ e modellazione secondo EN 12512

La prova presenta un tratto iniziale perfettamente lineare molto esteso che interessa i primi tre cicli e parte del quarto. Durante il quinto ciclo si assiste a una graduale perdita di rigidità. Il comportamento dell'involuppo dei vari cicli è abbastanza regolare per i primi cinque cicli. Osservando il grafico di Figura 5.22 si notano numerose sbavature nel tratto relativo al quinto e al sesto ciclo dovute alla fessurazione del legno. Il test T09 mostra un tratto post elastico poco incrudente rispetto le prove illustrate in precedenza, tale comportamento può essere spiegato osservando le numerose e ampie spaccature nel legno, che non si erano verificate, ad esempio, nel corso del test T08.

5.3.8 Test T10

Il test T10 presenta due raggiere concentriche realizzate mediante 26 barre $\varnothing 12$. In Figura 5.23 è rappresentata la curva momento-rotazione della prova e la bilatera determinata secondo EN 12512. Nella prova in esame gli spinotti sono stati sostituiti con delle barre incollate $\varnothing 12$, tale modifica porta ad un sostanziale cambiamento del comportamento del giunto.

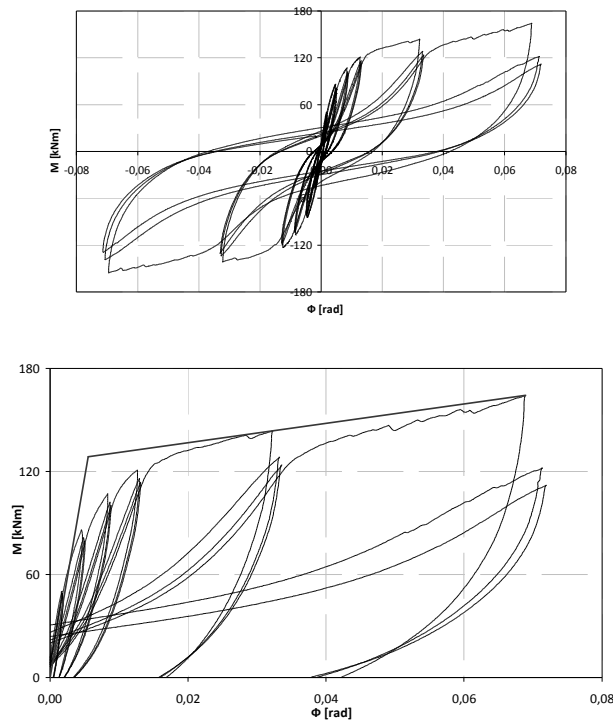


Fig. 5.23 Prova T10, grafico $M-\phi$ e modellazione secondo EN 12512

E' possibile notare un marcato aumento della rigidezza iniziale, l'involuppo dei vari cicli non presenta la regolarità delle prove precedenti, non è quindi possibile determinare con chiarezza tramite un metodo grafico i due tratti lineari elastico e post elastico. Il giunto in esame ha evidenziato un carattere incrudente molto accentuato. Durante la prova si è manifestata un'unica fessura sui montanti, a differenza della prova T09 in cui le fessure importanti erano numerose. E' possibile notare un comportamento post elastico incrudente inferiore a quello che contraddistingue l'altra prova a barre incollate prevista dalla campagna sperimentale, test T06.

5.3.9 Confronti

Il paragrafo presente riporta i confronti fra i comportamenti delle varie prove in termini di resistenza e di rigidezza.

In Tabella 5.2 sono rappresentati i valori di momento ultimo sperimentale e i valori relativi al momento di snervamento ricavato secondo EN 12512, sono inoltre rappresentate le variazioni percentuali rispetto alla prova T08. In Tabella 5.3 sono presentati i valori di rigidezza ricavati mediante la procedura descritta da EN 12512 e relative variazioni percentuali rispetto alla prova T08.

Prova	M_y [kNm]		M_u [kNm]	
	Valore	Variazione (%)	Valore	Variazione (%)
T00	58,44	-45%	76,65	-42%
T01	61,44	-42%	74,48	-44%
T06	80,03	-24%	136,71	3%
T07	134,22	27%	134,22	1%
T08	105,74	0%	132,56	0%
T09	134,11	27%	138,60	5%
T10	128,45	21%	164,28	24%

Tab. 5.2 Valori dei momenti resistenti manifestati dalle prove

Prova	K_{el} [kNm/rad]		K_{pl} [kNm/rad]	
	Valore	Variazione (%)	Valore	Variazione (%)
T00	5159	-30%	256	-46%
T01	4297	-42%	211	-56%
T06	18033	144%	828	74%
T07	60912	725%	-	-
T08	7379	0%	476	0%
T09	7345	-0,5%	90	-81%
T10	23103	213%	565	19%

Tab. 5.3 Valori delle rigidezze manifestate dalle prove

In Figura 5.24 è presentato il confronto fra le prove T08 e T09. Le due prove differiscono per il diametro degli spinotti utilizzati 12 nel caso della prova T08 e \varnothing 14 nel caso della prova T09.

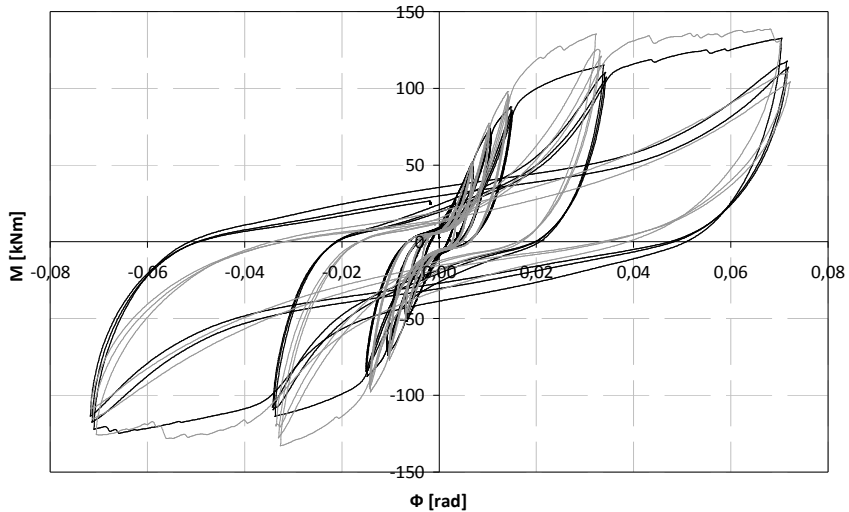


Fig. 5.24 Confronto fra le prove T08 (linea nera) e T09 (linea grigia)



Fig. 5.25 Confronto fra le prove T08 e T09

Confrontando la prova T09 con la prova T08 si nota un incremento del 27% nel momento di snervamento, mentre la rigidezza iniziale rimane pressoché inalterata (-0,5%). Benché il campione T09 sia stato realizzato con connettori di diametro maggiore rispetto il campione T08 non si assiste ad un incremento

apprezzabile del momento ultimo (+5%) probabilmente a causa delle vistose rotture fragili degli elementi lignei trave e colonna del provino T09.

In Figura 5.26 è presentato il confronto fra le prove T08 e T10. Le due prove differiscono per la tipologia di connessione utilizzata: realizzata con spinotti nel caso della prova T08 e con barre incollate nel caso della prova T10 (connettori di diametro \varnothing 12 in entrambi i casi).

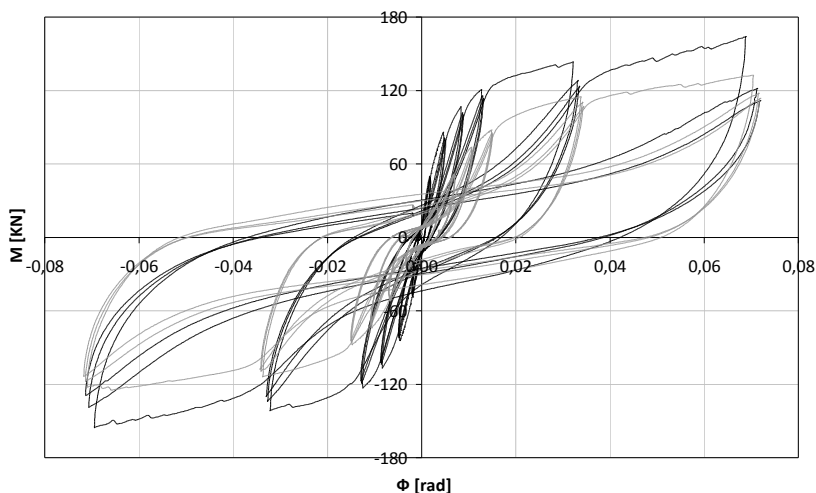


Fig. 5.26 Confronto fra le prove T08 (linea grigia) e T10 (linea nera)

Confrontando la prova T10 alla prova T08 si nota un incremento molto elevato della rigidezza iniziale (+213%), la resistenza dimostra un moderato incremento sia a snervamento (+21%) che in condizioni ultime (+24%).

L'incremento della rigidezza iniziale della prova a barre incollate T10 rispetto ad un campione geometricamente identico realizzato mediante spinotti è un aspetto assai interessante delle connessioni a barre incollate. Tale fenomeno può essere imputato al fatto che la resina occludendo tutti gli interstizi fra barra e foro elimina il problema dei giochi foro – perno; inoltre, nelle fasi iniziali, si ha sicuramente un effetto di ingranamento che viene a mancare all'aumentare dell'ampiezza dei cicli. La capacità delle barre di trasmettere carichi assiali ha effetti rilevanti sia sull'aumento della rigidezza che sull'aumento di resistenza ed indirettamente sulle capacità dissipative: l'effetto fune determina una compressione fra le facce degli elementi mobilitando attrito con effetti positivi sull'incremento dell'area dei cicli d'isteresi.

5.4 Analisi dei risultati sperimentali, resistenza

5.4.1 Resistenza delle sezioni

Si procede al confronto fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti gli elementi componenti il campione (travi e montanti). Tale analisi, formulata in termini simili in fase di progetto, è utile per comprendere quali siano le sezioni che maggiormente si avvicinano ad uno dei possibili stati limite. Il confronto non è formulato in termini di calcolo semiprobabilistico agli stati limite e non si pone quindi come una verifica di sicurezza.

Al paragrafo successivo verrà presentata l'analisi relativa alla zona interessata dalla connessione. E' utile notare come la particolare tipologia di connessioni studiata, nodi a raggiera, preveda elementi continui sovrapposti, ciò comporta che gli elementi che convergono nel nodo, travi e colonne, nella zona di unione facciano parte del nodo stesso e quindi siano interessati dalle sollecitazioni locali date dai connettori. La distinzione fra elementi trave e colonna (montanti) e nodo è quindi solamente una distinzione formale.

In Tabella 5.4 viene presentata la resistenza per trave e montanti calcolata secondo normativa partendo dai valori caratteristici del materiale forniti dalla EN 1194:2000.

$$f_{m,k} = 24 \text{MPa}$$

$$f_{v,k} = 2,7 \text{MPa}$$

Prova	$M_{R,k \text{ trave}}$ [kNm]	$M_{R,k \text{ mont}}$ [kNm]	$V_{R,k \text{ trave}}$ [kN]	$V_{R,k \text{ mont}}$ [kN]
T00	172,8	230,4	129,6	172,8
T01	172,8	230,4	129,6	172,8
T06	172,8	460,8	129,6	345,6
T07	172,8	460,8	129,6	345,6
T08	172,8	460,8	129,6	345,6
T09	172,8	460,8	129,6	345,6
T10	172,8	460,8	129,6	345,6

Tab. 5.4 Resistenza delle sezioni

In Tabella 5.5 si presentano le azioni massime alle sezioni della trave e dei montanti. Il taglio indicato come $V_{s, \text{trave}}$ o $V_{s, \text{mont}}$ è il taglio interno al nodo calcolato secondo la 4.16, ad eccezione della prova T07, nodo incollato, non soggetta al problema del taglio interno al nodo. Il momento sollecitante indicato in Tabella 5.5 è relativo alla sezione a filo esterno del nodo in quanto, in accordo con la teoria di de Saint Venant, non ha senso definire un momento sollecitante in una

zona d'introduzione delle forze, qual è la zona interna al giunto che verrà analizzata al paragrafo successivo.

Prova	$M_{S,trave}$ [kNm]	$M_{S,mont}$ [kNm]	$V_{S,trave}$ [kN]	$V_{S,mont}$ [kN]
T00	65,10	70,12	77,6	88,1
T01	63,26	68,14	75,4	85,6
T06	116,11	125,07	138,4	157,1
T07	130,19	140,23	48,1	54,4
T08	112,58	121,27	152,4	170,5
T09	117,71	126,80	159,4	178,3
T10	139,52	150,29	188,9	211,3

Tab. 5.5 Azioni sollecitazioni

In Tabella 5.6 è presentato il confronto fra ed azioni resistenti ed azioni sollecitanti; relativamente alle travi, in alcuni casi, il taglio sollecitante è superiore al taglio resistente. Il problema del taglio trova riscontro nell'osservazione delle prove sperimentali che hanno messo in luce evidenti fessure a taglio nelle travi. Le fessure altrettanto evidenti nei montanti possono essere state determinate soprattutto da problemi di splitting legati all'introduzione locale delle forze da parte dei connettori e dal fatto che i montanti, a differenza delle travi, sono interrotti su un lato del nodo.

Prova	Trave		Montanti	
	M_S/M_R	V_S/V_R	M_S/M_R	V_S/V_R
T00	0,38	0,60	0,30	0,51
T01	0,37	0,58	0,30	0,50
T06	0,67	1,07	0,27	0,45
T07	0,75	0,37	0,30	0,16
T08	0,65	1,18	0,26	0,49
T09	0,68	1,23	0,28	0,52
T10	0,81	1,46	0,33	0,61

Tab. 5.6 Verifiche di resistenza delle sezioni

5.4.2 Resistenza teorica delle connessioni

Si calcolano i momenti resistenti teorici secondo normativa per le prove di cui al Paragrafo 5.2; il momento resistente verrà calcolato sia sulla base delle proprietà dei materiali determinate sperimentalmente che sulla base di quelle caratteristiche da normativa.

Come dimostrato al Paragrafo 4.3 solo nel caso di prove che presentano modalità di rottura di tipo III è possibile calcolare un valore univoco di resistenza ponendo $\alpha_{tr}=0^\circ$ e $\alpha_{mo}=90^\circ$ poiché, nella configurazione geometrica in esame, con modalità di rottura III, tutti i connettori, indipendentemente dalla posizione all'interno della raggiera, mostrano la stessa resistenza.

Nel caso in cui si abbia modalità di rottura di tipo I o II sarà fornito un intervallo all'interno del quale il momento resistente potrà variare. Gli estremi di questo intervallo (M_{max} e M_{min}) sono stati calcolati ponendo, rispettivamente, $\alpha_{tr}=\alpha_{mo}=0^\circ$ e $\alpha_{tr}=\alpha_{mo}=90^\circ$. Le prove che non esibiscono una rottura tipo III sono il gruppo T00 - T04 che manifestano una rottura tipo II a causa del basso valore del rapporto t/d (t , spessore dei montanti pari a 70 mm; d , diametro dei connettori pari a 16 mm). I calcoli relativi alla determinazione della resistenza delle prove assemblate mediante spinotti non vengono presentati e seguono banalmente le indicazioni da normativa. Verranno invece descritte le indicazioni seguite per il calcolo del momento resistente dei giunti a barre incollate, in tal caso è necessario stimare il contributo dato dall'effetto fune, e del giunto T07 completamente incollato.

I nodi assemblati mediante barre incollate hanno messo in luce un marcato comportamento post elastico incrudente è perciò necessario quantificare il contributo dell'effetto fune. In normativa esistono indicazioni specifiche sul calcolo di giunzioni a barre incollate ma tali indicazioni non sono specializzate per l'uso di barre incollate inserite perpendicolarmente la fibratura ad unire due o più elementi lignei.

In normativa il contributo alla resistenza dato dall'effetto fune corrisponde a un aumento della resistenza dei meccanismi tipo II e III di un fattore $F_{ax}/4$, dove F_{ax} è la resistenza a estrazione del connettore. Per quanto concerne la resistenza ad estrazione di barre incollate la C.N.R. DT206/2007, fa riferimento esplicito ad una barra inserita parallelamente alle fibre, nel caso in esame al contrario le barre sono state inserite perpendicolarmente la fibratura.

I meccanismi di rottura previsti da normativa per barre parallele alla fibratura sono:

- a) rottura a trazione della barra di acciaio;
- b) rottura per scorrimento del legno all'interfaccia con l'adesivo;
- c) rottura completa o parziale dell'elemento ligneo per trazione;
- d) rottura per spacco nella direzione della barra.

La rottura tipo c) non ha senso nel caso in esame, poiché la testa delle barre non è inserita nel legno, i fori per le barre incollate sono passanti, e quindi la barra non sollecita il legno a trazione. La rottura tipo d) è scongiurata dall'aver adottato in fase di progetto interassi fra i connettori e distanze dai bordi superiori alle minime previste da normativa. Si ha quindi:

$$F_{ax} = \min \{ f_{y,d} \cdot A_{res}; \pi \cdot d_{eq} \cdot l_{ad} \cdot f_{v,d} \} \quad (5.1)$$

dove la prima espressione corrisponde al meccanismo a), mentre la seconda al meccanismo b). Gli elementi che compaiono nelle formule sono:

$$d_{eq} \text{ il diametro equivalente: } \min \{ 1,1 \cdot d; d_{foro} \} \text{ pari a 13,2 mm e 15,4 mm}$$

rispettivamente per le barre Ø12 e Ø14;

$$f_{v,d} \quad \text{la resistenza allo scorrimento, pari a 4 MPa;}$$

$$l_{a,d} \quad \text{la lunghezza di ancoraggio della barra di acciaio.}$$

La lunghezza di ancoraggio della barra di acciaio deve essere stimata formulando delle ipotesi ragionevoli sul comportamento a rottura della barra. Possiamo ipotizzare che, la parte di barra efficacemente ancorata al legno, sia uguale allo spessore del montante cui è necessario sottrarre:

- la distanza della cerniera plastica dalla faccia interna del legno;
- una distanza minima dalla faccia esterna del legno.

La distanza della cerniera plastica dalla faccia interna del legno è stata determinata in accordo con (Piazza M. and Bernardi A., 1998) pari a 30 mm per barre Ø12 e 50 mm per barre Ø14; la distanza minima dalla faccia esterna del legno è stata assunta pari a 20 mm. Si ha quindi:

$$l_{a,d} = 160 - 30 - 20 = 110 \text{ mm} \quad \text{per le barre } \text{Ø}12;$$

$$l_{a,d} = 160 - 50 - 20 = 90 \text{ mm} \quad \text{per le barre } \text{Ø}14.$$

Ora è possibile calcolare la resistenza a estrazione:

$$F_{ax} = \pi \cdot d_{eq} \cdot l_{ad} \cdot f_{v,d} = \pi \times 13,2 \times 110 \times 4 \times 10^{-3} = 18,25 \text{ KN} \quad \text{per le barre } \varnothing 12;$$

$$F_{ax} = \pi \cdot d_{eq} \cdot l_{ad} \cdot f_{v,d} = \pi \times 15,4 \times 90 \times 4 \times 10^{-3} = 17,42 \text{ KN} \quad \text{per le barre } \varnothing 14.$$

Si dimostra che il meccanismo tipo b) fornisce la resistenza minore.

Per la determinazione della capacità portante a taglio, la C.N.R. DT206/2007 consente di fare riferimento al metodo di calcolo utilizzato per gli spinotti, aumentando del 25% la resistenza al rifollamento del legno. Tale incremento è imputabile alla capacità della resina di ridistribuire le tensioni sulla superficie del foro nel legno (di diametro leggermente superiore, 2 mm, rispetto al diametro del connettore).

La prova T07 ha come scopo lo studio di un giunto completamente incollato. La resistenza è data esclusivamente dalla resina epossidica spalmata in fase di montaggio sulla superficie della faccia del montante a contatto con la trave. La superficie di incollaggio ha forma di corona circolare di raggio esterno r_e pari a 280 mm e di raggio interno r_i pari a 180 mm. E' possibile dimostrare che la rottura di unioni legno-legno incollate non si ha all'interfaccia colla – legno bensì in una zona dell'elemento in legno immediatamente interna al piano incollato. Il giunto incollato raggiunge la rottura per eccessiva azione tagliante nelle fibre di legno.

Per la determinazione delle sollecitazioni massime al giunto si è proceduto come segue. La superficie di incollaggio a forma di corona circolare può essere vista come una trave circolare a sezione cava, soggetta a taglio e momento torcente rappresentata in Figura 5.27.

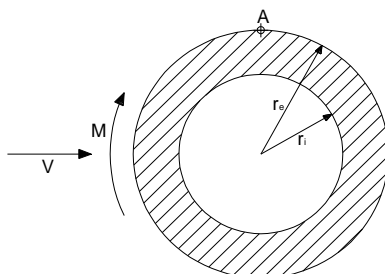


Fig. 5.27 Superficie incollata, azioni sollecitanti

Le tensioni tangenziali date dal taglio saranno costanti sull'intera superficie e date dall'espressione:

$$\tau_v = \frac{V}{A} = \frac{V}{\pi \cdot (r_e^2 - r_i^2)} \quad (5.2)$$

Secondo la teoria di de Saint Venant, la distribuzione delle tensioni tangenziali date dal momento torcente è data da un flusso di tensioni tangenziali la cui distribuzione è trapezoidale con valore massimo per $r=r_e$ e valore minimo per $r=r_i$. La tensione massima vale:

$$\tau_{M,\max} = \frac{2 \cdot M}{\pi \cdot (r_e^4 - r_i^4)} \cdot r_e \quad (5.3)$$

Il punto in cui la composizione vettoriale delle due tensioni è massima è il punto A in Figura 5.28 in cui le due tensioni sono parallele e concordi e quindi si sommano in modulo. In questo punto la tensione tangenziale vale:

$$\tau_{\max} = \tau_v + \tau_{M,\max} = \frac{V}{\pi \cdot (r_e^2 - r_i^2)} + \frac{2 \cdot M}{\pi \cdot (r_e^4 - r_i^4)} \cdot r_e \quad (5.4)$$

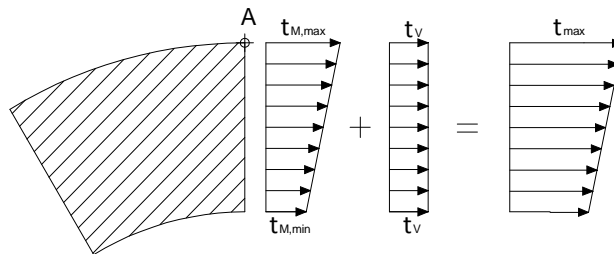


Fig. 5.28 Superficie incollata, distribuzione delle tensioni

Ricordando che nelle prove di laboratorio il rapporto fra momento e taglio è costante e pari alla lunghezza del montante H, si ha:

$$\tau_{\max} = \frac{M/H}{\pi \cdot (r_e^2 - r_i^2)} + \frac{2 \cdot M}{\pi \cdot (r_e^4 - r_i^4)} \cdot r_e = M \cdot \left[\frac{1}{H \cdot \pi \cdot (r_e^2 - r_i^2)} + \frac{2 \cdot r_e}{\pi \cdot (r_e^4 - r_i^4)} \right] \quad (5.5)$$

Invertendo l'espressione e calcolandola nelle condizioni limite si ha:

$$M_{Rk} = f_{v,k} \cdot \left[\frac{1}{H \cdot \pi \cdot (r_e^2 - r_i^2)} + \frac{2 \cdot r_e}{\pi \cdot (r_e^4 - r_i^4)} \right]^{-1} \quad (5.6)$$

Si è così giunti all'espressione per il calcolo del momento resistente caratteristico di un nodo incollato; ricordando che le superfici incollate sono due l'espressione diventa:

$$M_{Rk} = 2 \cdot f_{v,k} \cdot \left[\frac{1}{H \cdot \pi \cdot (r_e^2 - r_i^2)} + \frac{2 \cdot r_e}{\pi \cdot (r_e^4 - r_i^4)} \right]^{-1} \quad (5.7)$$

5.4.3 Calcolo dei momenti resistenti

Il calcolo del momento resistente dei giunti testati presentato in Tabella 5.7 è stato eseguito secondo normativa rispettando le indicazioni riportate al paragrafo precedente. Il calcolo è stato condotto partendo da valori della resistenza dei materiali sperimentali e i valori caratteristici.

E' possibile notare come l'uso di valori sperimentali o valori caratteristici porti ad una differenza fra i momenti teorici calcolati superiore a quella prevista da una trattazione statistica equiparando i valori sperimentali a valori medi (i valori caratteristici corrispondono a valori al quinto percentile). In particolare la differenza per le unioni realizzate con spinotti è superiore al 30%; le differenze sono meno accentuate (10 % - 20 %) per le unioni con barre incollate, a causa della maggior corrispondenza fra resistenza reale e caratteristica delle barre rispetto agli spinotti, inoltre il contributo dell'effetto fune è indipendente dalle caratteristiche dell'acciaio.

Prova	dati sperimentali		dati caratteristici	
	MAX $\alpha=0^\circ$	min $\alpha=90^\circ$	MAX $\alpha=0^\circ$	min $\alpha=90^\circ$
T00	87,03	59,72	72,36	50,06
T01				
T06	Johansen	84,21	79,79	
	Johansen + effetto fune	109,29	104,87	
T07		-	144,27	
T08		105,24	79,79	
T09		138,46	103,49	
T10	Johansen	123,42	103,65	
	Johansen + effetto fune	173,51	153,73	

Tab. 5.7 Calcolo dei momenti resistenti delle connessioni

5.4.4 Confronto resistenze teoriche - resistenze sperimentali

Nel paragrafo corrente sarà proposto un confronto fra le resistenze sperimentali (M_u e M_y) e le resistenze teoriche proposte in Tabella 5.7. Il momento resistente teorico ($M_{teorico}$) viene confrontato con la media tra momento di snervamento (M_y) e momento ultimo sperimentalmente (M_u) ovvero $(M_u+M_y)/2$ denominato nel seguito momento sperimentale di riferimento. È opportuno sottolineare come solamente il momento ultimo sia un valore misurato sperimentalmente, mentre il momento di snervamento è un valore estrapolato dalla curva $M-\varphi$.

Come dimostrato al Capitolo 2 le norme vigenti forniscono valori di resistenza ultima ricavati dalla trattazione teorica di Johansen tarata tramite dei coefficienti basati su prove sperimentali, l'effetto fune è considerato mediante un termine aggiuntivo anch'esso di natura semiempirica. Le prove che portano alla definizione della resistenza ultima di un connettore sono progettate secondo EN 26891, lo spostamento massimo imposto è pari a 15 mm. Nella definizione di resistenza ultima di calcolo è quindi insito il concetto di deformazione massima del singolo connettore. Non è quindi corretto confrontare il momento ultimo di calcolo con il momento massimo sperimentalmente.

Si riportano in seguito i grafici, relativi alle singole prove, in grado di sintetizzare caratteristiche di resistenza calcolate e ricavate sperimentalmente: $M_{teorico}$, $M_{sperimentale}$; M_y ; $(M_u+M_y)/2$: a ciascun grafico segue un breve commento.

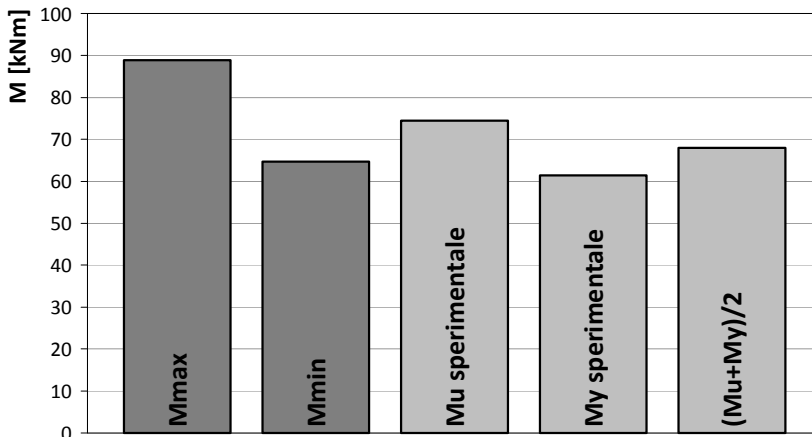


Fig. 5.29 Prova T01: confronto resistenza sperimentale - resistenza teorica

Nel caso in esame teoricamente è stata prevista modalità di rottura II, il momento sperimentale di riferimento sarà compreso nell'intervallo teorico $M_{max} - M_{min}$,

Dall'elaborazione si nota che il momento sperimentale è prossimo al limite inferiore.

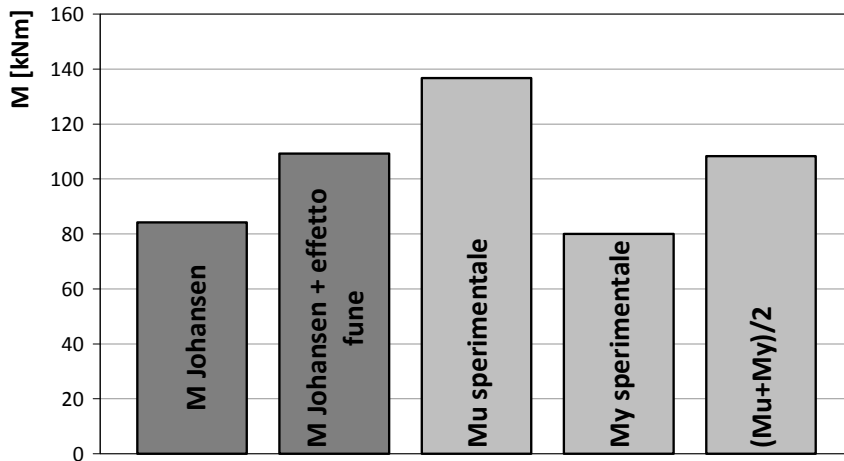


Fig. 5.30 Prova T06: confronto resistenza sperimentale - resistenza teorica

Il momento sperimentale di riferimento è prossimo al momento resistente teorico calcolato considerando il contributo dell'effetto fune. Il momento ultimo sperimentale è pari al 125 % del momento calcolato considerando l'effetto fune. A conclusione della prova in esame il provino mostrava alcune fessure sui montanti e sulla trave, nonostante ciò l'analisi dimostra come il campione sia riuscito a mobilitare appieno i meccanismi resistenti dei connettori a taglio e "effetto fune".

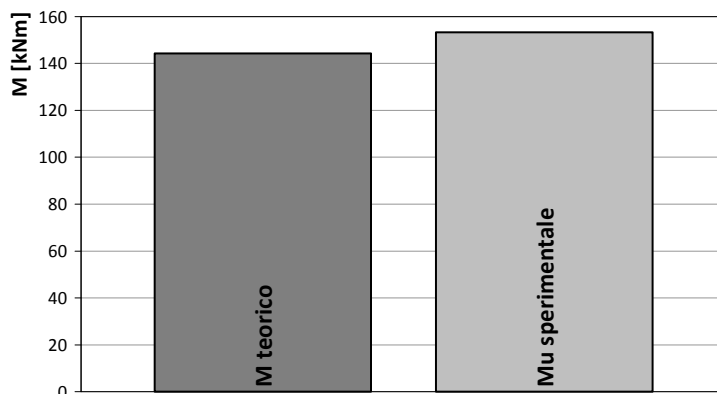


Fig. 5.31 Prova T07: confronto resistenza sperimentale - resistenza teorica

Nel caso in esame, giunto incollato, a causa del comportamento elasto-fragile del nodo la prova di laboratorio fornisce un unico valore di momento pari al momento massimo. Confrontando tale valore con il momento teorico si nota che i due valori sono pressoché coincidenti, è possibile quindi affermare che le ipotesi adottate per il calcolo del momento resistente sono corrette.

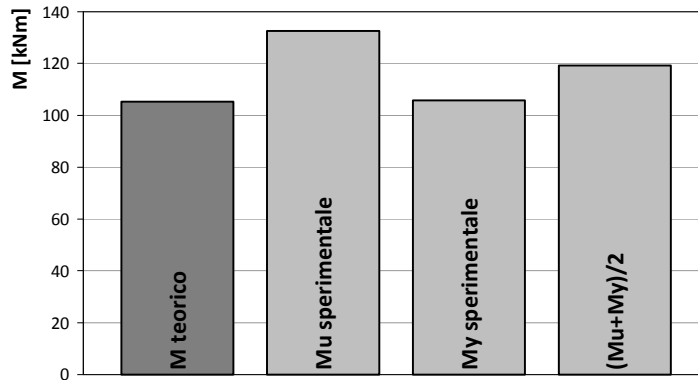


Fig. 5.32 Prova T08: confronto resistenza sperimentale - resistenza teorica

Il momento sperimentale di riferimento è pari al 125 % del momento calcolato, il valore del momento teorico è paragonabile al valore del momento di snervamento sperimentale. L'incremento di resistenza da momento a snervamento a momento massimo registrato durante la prova è avvenuto grazie la presenza di una fase incrudente post elastica, giustificata dall'assenza di rotture fragili che ha permesso al provino di manifestare tutta la propria resistenza.

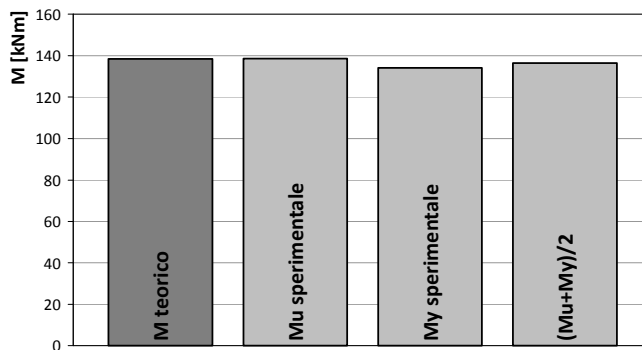


Fig. 5.33 Prova T09: confronto resistenza sperimentale - resistenza teorica

Nella prova in esame $M_{teorico}$, $M_{sperimentale}$, M_y , sono pressoché identici, non è presente la sovrarresistenza che caratterizza il comportamento, ad esempio, della prova T08 (26 spinotti Ø 12) geometricamente simile alla prova T09 (26 spinotti Ø 14). La connessione non è riuscita a sviluppare un comportamento post elastico incrudente come nel caso della prova T08 a causa delle grandi spaccature presenti sia sui montanti sia sulla trave.

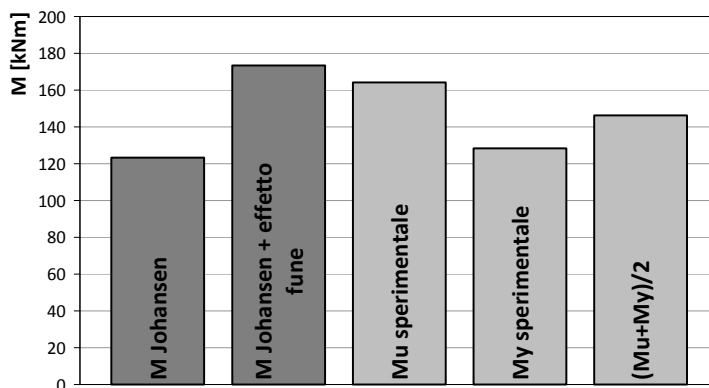


Fig. 5.34 Prova T10: confronto resistenza sperimentale - resistenza teorica

Il momento sperimentale di riferimento è compreso fra i momenti resistenti calcolati tenendo conto o trascurando l'effetto fune.

Confrontando gli istogrammi relativi alle due prove con barre incollate è possibile osservare come il campione T10 non riesca a mobilitare appieno la resistenza potenzialmente esplicabile tramite l'effetto fune. Si osservi come nei due casi il momento di snervamento sperimentale sia pressoché identico al momento teorico "Johansen". Nel caso della prova T10 M_u sperimentale è paragonabile al momento teorico "Johansen + effetto fune" mentre nel caso della prova T06 è del 25 % superiore. E' evidente che la T10 è riuscita a sviluppare solamente un'aliquota della resistenza potenzialmente esplicabile dall'effetto fune, a conclusione della prova si osservano vistose fessurazioni.

5.5 Analisi dei risultati sperimentali, curva momento-rotazione prova T08

E' utile definire una procedura che consenta di definire, partendo dai valori meccanici di resistenza dei singoli componenti della connessione, un spezzata in grado di approssimare l'involuppo della curva sperimentale ottenuta sottoponendo il campione a sollecitazioni cicliche. Per tracciare una generica bilatera approssimante è necessario definire i seguenti punti:

- punto di primo snervamento: il connettore posto nella posizione più sfavorevole entra in campo plastico; il sistema di connessione assume un comportamento incrudente. Tale punto è individuato dal valore del momento elastico M_y e dal valore della rotazione al limite elastico φ_y ;
- punto in cui uno dei connettori raggiunge il proprio spostamento ultimo, decretando la rottura dell'intera connessione. Tale punto avrà ancora momento pari al momento ultimo M_u e rotazione pari a quella ultima ammissibile φ_u .

La curva bilatera si ottiene congiungendo il punto di snervamento del primo connettore, rappresentato dai parametri M_y e φ_y , con il punto in cui si raggiungono le condizioni ultime, rappresentato dai parametri M_u e φ_u .

E' inoltre possibile schematizzare il comportamento ciclico dei nodi in estrema approssimazione, tramite una bilatera con un tratto post elastico orizzontale. Tale schematizzazione può essere costruita definendo due soli parametri: rigidezza iniziale della connessione e M_u .

Nel paragrafo corrente verranno costruite e tracciate le seguenti bilatere in grado di approssimare il comportamento ciclico di un nodo a raggiera sottoposto a carichi ciclici:

- bilatera con ramo post-elastico plastico non incrudente, caratteristiche meccaniche dei materiali caratteristiche;
- bilatera con ramo post-elastico plastico non incrudente, caratteristiche meccaniche dei materiali determinate sperimentalmente;
- una bilatera con ramo post-elastico incrudente costruita sulla base delle equazioni di cui al Capitolo 4, caratteristiche meccaniche dei materiali determinate sperimentalmente;

Le diverse procedure verranno applicate alla caratterizzazione della prova T08.

5.5.1 Bilatera con ramo post-elastico non incrudente, valori caratteristici

Le normative tecniche ipotizzano un comportamento perfettamente plastico per i connettori, inoltre forniscono delle relazioni per il calcolo della rigidezza del connettore. Quindi è sufficiente conoscere il momento resisteste della connessione e la sua rigidezza per definire la bilatera.

Note le caratteristiche geometriche della connessione legno – legno (spessore degli elementi) e le caratteristiche meccaniche ($f_{u,k}$ degli spinotti e ρ_k del legno), si vedano il Paragrafo 5.2.1, è possibile calcolare la resistenza da normativa:

$$F_{V,R} = 7,27MPa \text{ per un piano di taglio;}$$

$$F_{V,R} = 14,53MPa \text{ per due piani di taglio.}$$

Il momento ultimo può essere calcolato secondo la 4.37:

$$M_u = (r_e \cdot n_e + r_i \cdot n_i) \cdot F_u = (240 \times 16 + 165 \times 10) \times 14,53 \times 10^{-3} = 79,79KNm$$

Si calcoli la rigidezza iniziale secondo la equazione 4.50:

$$K_{rot} = k_{ser} \cdot (n_e \cdot r_e^2 + n_i \cdot r_i^2)$$

La rigidezza k_{ser} è del singolo connettore per singolo piano di taglio può essere stabilita secondo l'espressione fornita da normativa:

$$k_{ser} = \rho_k^{1,5} \cdot \frac{d}{20} = 380^{1,5} \times \frac{12}{20} = 4445N/mm$$

La connessione è a due piani di taglio quindi:

$$k_{ser} = 8889N/mm$$

Si calcola infine la rigidezza rotazionale del giunto:

$$K_{rot} = 8889 \times (16 \times 240^2 + 10 \times 165^2) \times 10^{-6} = 10612KNm/rad$$

5.5.2 Bilatera con ramo post-elastico non inrudente, valori sperimentali

Si ripropongono i calcoli svolti al paragrafo precedente assumendo i valori meccanici desunti dalle prove preliminari di laboratorio, Paragrafo 5.2.1:

$$F_{V,R} = 9,58KN \text{ per un piano di taglio;}$$

$$F_{V,R} = 19,17KN \text{ per due piani di taglio.}$$

Il momento ultimo può essere calcolato secondo la 4.37:

$$M_u = (r_e \cdot n_e + r_i \cdot n_i) \cdot F_u = (240 \times 16 + 165 \times 10) \times 19,17 \times 10^{-3} = 105,24KNm$$

La rigidezza k_{ser} è del singolo connettore per singolo piano di taglio può essere stabilita secondo l'espressione fornita da normativa:

$$k_{ser} = \rho_s^{1,5} \cdot \frac{d}{20} = 467^{1,5} \times \frac{12}{20} = 6055 N / mm$$

La connessione è a due piani di taglio quindi:

$$k_{ser} = 12110 N / mm$$

Si calcola infine la rigidezza rotazionale del giunto:

$$K_{rot} = 12110 \times (16 \times 240^2 + 10 \times 165^2) \times 10^{-6} = 14458 KNm / rad$$

5.5.3 Bilatera con ramo post-elastico incrudente, valori sperimentali

Nel presente paragrafo si definisce la bilatera caratterizzante il comportamento del giunto tramite la teoria sviluppata al Capitolo 4, i valori numerici di resistenza e rigidezza sono calcolati partendo da caratteristiche meccaniche dei materiali misurate in laboratorio.

Di seguito vengono proposti i valori che permettono di definire la bilatera, i valori sono riferiti alla connessione a due piani di taglio.

$$F_{V,R} = 19,17 KN$$

$$M_u = 105,24 KNm$$

$$k_{ser} = 12110 N / mm$$

$$K_{rot} = 14458 KNm / rad$$

Lo scorrimento del connettore a snervamento sarà pari a:

$$\delta_y = \frac{F_{V,R}}{k_{ser}} = \frac{19170}{12110} = 1,58 mm$$

mentre lo scorrimento ultimo viene assunto pari a sei volte lo scorrimento a snervamento:

$$\delta_u = 6 \cdot \delta_y = 6 \times 1,58 = 9,50 mm$$

Si calcolano di seguito M_y , le rotazioni φ_y e φ_u e la pendenza del ramo incrudente K_{pl} .

$$n_{EQ,el} = n_e + n_i \cdot \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^2 = 16 + 10 \times \left(\frac{165}{240} \right)^2 = 20,73$$

$$n_{EQ,pl} = n_e + n_i \cdot \left(\frac{r_i}{r_e} \right) = 16 + 10 \times \left(\frac{165}{240} \right) = 22,88$$

Il momento di primo snervamento viene calcolato secondo la 4.20:

$$M_y = \frac{F_y}{\left(\frac{1}{r_e \cdot n_{EQ,el}} + \frac{1}{H \cdot n_{tot}} \right)} = \frac{19,17}{\left(\frac{1}{240_e \times 20,73} + \frac{1}{2818 \times 26} \right)} \times 10^{-3} = 89,29 \text{ KNm}$$

La rotazione di primo snervamento viene calcolata secondo la 4.27:

$$\Phi_y = \frac{\delta_y}{r_e \cdot \left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,el}}{n_{tot}} \right)} = \frac{1,58}{240 \times \left(1 + \frac{240}{2818} \times \frac{20,73}{26} \right)} = 0,0062 \text{ rad}$$

Infine la rotazione ultima viene calcolata secondo la 4.39:

$$\Phi_u = \frac{\delta_u}{r_e \cdot \left(1 + \frac{r_e}{H} \cdot \frac{n_{EQ,pl}}{n_{tot}} \right)} = \frac{9,50}{240 \times \left(1 + \frac{240}{2818} \times \frac{22,88}{26} \right)} = 0,0368 \text{ rad}$$

La pendenza del ramo incrudente vale quindi:

$$K_{pl} = \frac{M_u - M_y}{\Phi_u - \Phi_y} = \frac{105,24 - 89,29}{0,0368 - 0,0062} = 520,5 \text{ KNm / rad}$$

5.5.4 Confronto fra bilatere e curva sperimentale

Vengono di seguito confrontate le bilatere calcolate con i vari metodi esposti ai paragrafi 5.5.1 e 5.5.2 e 5.5.3 con la bilatera approssimante i dati sperimentali ricavata mediante metodo grafico secondo EN 12512. Si presentano due tabelle riassuntive.

Bilatera	K_{el} [km/rad]	errore	K_{pl} [km/rad]	errore
EN 12512	7379,0	0,00%	476,5	0,00%
Bilatera valori caratteristici	10612,2	43,82%	perfettamente plastica	
Bilatera valori sperimentali	14457,9	95,93%	perfettamente plastica	
Teoria dati sperimentali	14457,9	95,93%	520,5	9,24%

Tab. 5.8 Confronto fra le bilatere in termini di rigidzze

Bilatera	M_y [kNm]	errore	φ_y [rad]	errore
UNI EN 12512	105,7	0,00%	0,0143	0,00%
Normativa dati caratteristici	79,8	-24,54%	0,0075	-47,53%
Normativa dati sperimentali	105,2	-0,47%	0,0073	-49,20%
Teoria dati sperimentali	89,3	-15,55%	0,0062	-56,90%

Tab. 5.9 Confronto fra le bilatere in termini di parametri allo snervamento

Di seguito verranno illustrate le bilatere approssimanti ricavate secondo i diversi metodi in sovrapposizione alla curva momento – rotazione sperimentale. Per chiarezza espositiva la curva sperimentale non viene presentata in forma completa, si riporta per ogni incremento di spostamento la fase crescente del primo ciclo.

È immediato osservare che l'unica bilatera che riesce a cogliere con buona precisione il comportamento del nodo è quella tracciata secondo EN 12512 partendo dall'involuppo della curva ciclica di laboratorio. Le bilatere con tratto post-elastico orizzontale danno luogo ad una interpretazione semplicistica del comportamento dei nodi testati a carichi ciclici non riuscendo in alcun modo a rappresentare la fase incrudente post snervamento.

Osservando le figure 5.35 e 5.36 è immediato notare come tutte le bilatere calcolate non riescano assolutamente a stimare la rigidzza iniziale del nodo: seguendo le indicazioni normative viene calcolata una rigidzza iniziale superiore del 40 % alla rigidzza reale del giunto. La normativa, come visto al Paragrafo 4.2, propone una trattazione estremamente semplicistica del calcolo della rigidzza di connessioni legno-legno inoltre non fornisce alcuna indicazione sul calcolo della rigidzza di un connettore a gambo cilindrico sollecitante il legno secondo una direzione non parallela alla fibra. La normativa infine non contempla il caso di connessioni legno – legno realizzate mediante barre incollate disposte in direzione perpendicolare la fibratura.

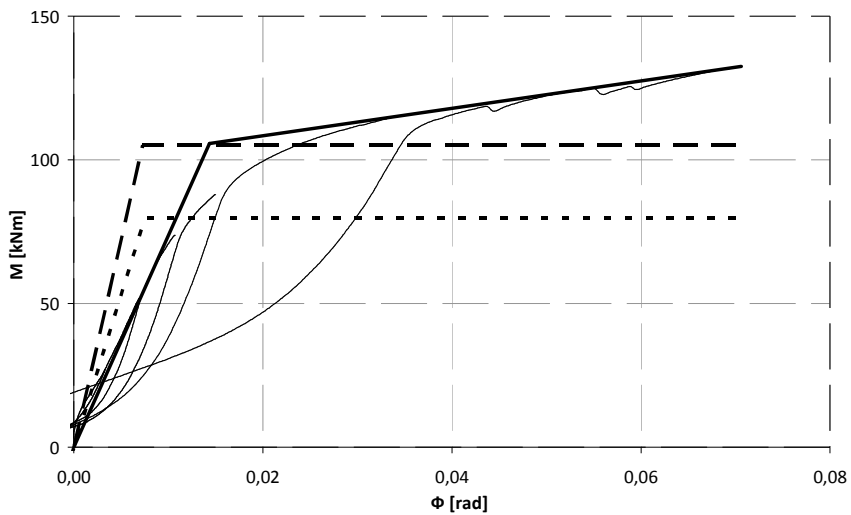


Fig. 5.35 Confronto fra la bilatera da normativa e il comportamento reale: bilatera secondo EN12512 (linea continua); calcolata utilizzando valori caratteristici (linea punto punto); calcolata utilizzando valori sperimentali (linea tratteggiata)

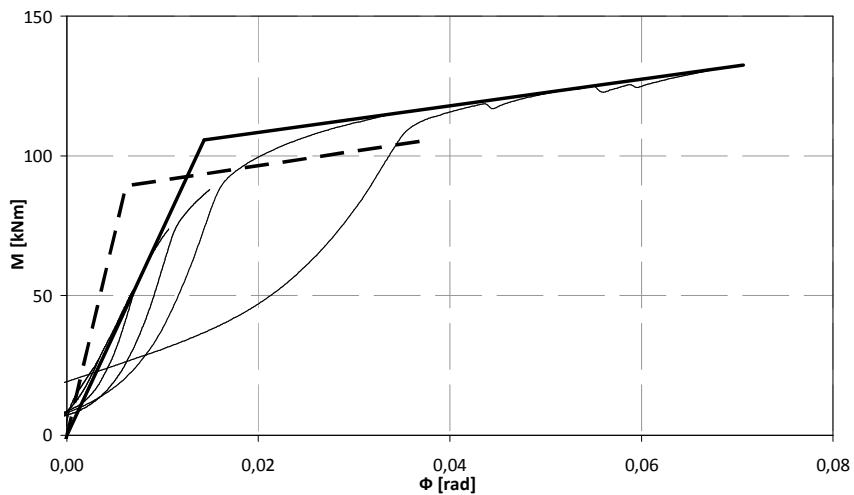


Fig. 5.36 Confronto fra la bilatera data dalla teoria (linea tratteggiata) e bilatera secondo EN 12512 (linea continua).

La bilatera ricavata mediante la teoria sviluppata al Capitolo 4 riesce ad approssimare con sufficiente precisione la curva sperimentale; si nota tuttavia come la rotazione ultima sia pari circa alla metà della rotazione ultima sperimentale. E' necessario sottolineare come:

- la rotazione ultima raggiunta sperimentalmente è legata al protocollo di prova e alla massima corsa del martinetto è quindi presumibile che la massima capacità deformativa del nodo in realtà sia superiore;
- la rotazione ultima teorica è calcolata partendo dallo spostamento ultimo del connettore, nel caso in esame uno spinotto $\varnothing 12$. La normativa non fornisce indicazioni sulla capacità deformativa ultima di connessioni legno - legno a gambo cilindrico. La trattazione teorica, tramite cui è stata disegnata la bilatera, prevede che il singolo connettore sia caratterizzato da una duttilità statica pari a 6. Tale requisito è necessario affinché la connessione stessa possa essere considerata ad alta capacità dissipativa secondo le indicazioni dell'EC8. Al Capitolo 2 si è dimostrato, mediante l'analisi delle curve push out relative a diverse tipologie di connessioni come in molti casi la duttilità statica sia ben superiore a 6 così come in altri casi possano avvenire rotture fragili non previste. Nel caso in esame gli spinotti presentano un buon comportamento post elastico e riescono a garantire duttilità statica superiori a 15, ciò giustifica rotazioni ultime del nodo testato doppie a quelle previste dalla trattazione teorica.

5.6 Analisi dei risultati sperimentali, capacità dissipative dei giunti

Le curve $M-\varphi$ ricavate mediante l'analisi dei dati sperimentali sono state rielaborate secondo le procedure descritte dalla EN 12512 e dall' EC8. Tali procedure permettono di determinare parametri quali v_{eq} e resistenza residua utili alla caratterizzazione del comportamento in campo sismico del giunto. In particolare seguendo le indicazioni dell'EC8 si giunge alla classificazione della capacità dissipativa del nodo.

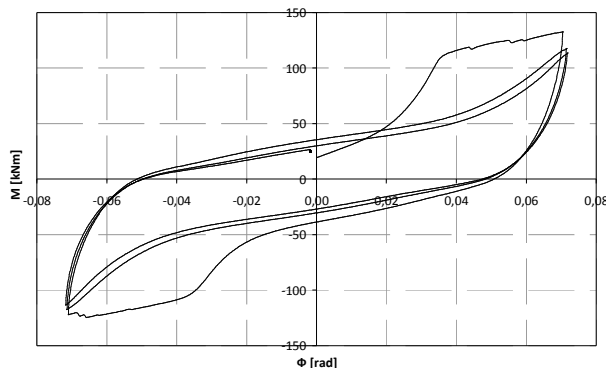


Fig. 5.37 Prova T08, cicli di ampiezza $4\varphi_y$

La procedura che porta al calcolo di v_{eq} e resistenza residua prevede di distinguere ed estrapolare i singoli cicli della curva $M-\phi$. I dati sono stati elaborati mediante foglio di calcolo elettronico; a causa della grande mole di dati, (in media ogni prova conta circa 20000 campionamenti), si è reso indispensabile implementare procedure automatiche in grado di distinguere i singoli cicli e calcolare gli integrali necessari alla definizione di v_{eq} . Le procedure automatizzate sono state implementate mediante linguaggio Visual Basic.

A titolo d'esempio in Tabella 5.10 vengono riportati i parametri, caratterizzanti il singolo ciclo ed indispensabili per il calcolo di v_{eq} e resistenza residua, relativi al ciclo di ampiezza $4\phi_y$ della prova T08.

	Sottociclo		
	I	II	III
Mmax [kNm]	133	118	114
ϕ_{max} [rad]	0,0705	0,0716	0,0719
Mmin [kNm]	-125	-118	-114
ϕ_{min} [rad]	-0,0710	-0,0715	-0,0718
Ep	9,10	8,42	8,16
Ed	13,02	8,71	7,72
v_{eq} [%]	22,79	16,48	15,06

Tab. 5.10 Prova T08, calcolo di v_{eq} riferito ai cicli di ampiezza pari a $4\phi_y$

Le grandezze indispensabili alla caratterizzazione del comportamento ciclico della connessione T08 sono state riepilogate nelle Tabelle 5.11 e 5.12.

Ciclo	Rotazioni [rad]			Momento I [kNm]			Momento III [kNm]		
	max	min	medio	max	min	medio	max	min	medio
$0,25 \phi_y$	0,0034	-0,0033	0,0033	27,2	-26,9	27,1	27,2	-26,8	27,0
$0,5 \phi_y$	0,0070	-0,0069	0,0069	51,8	-51,9	51,8	51,0	-51,0	51,0
$0,75 \phi_y$	0,0106	-0,0107	0,0106	73,8	-73,8	73,8	70,8	-70,4	70,6
ϕ_y	0,0148	-0,0148	0,0148	87,9	-87,7	87,8	84,5	-84,5	84,5
$2\phi_y$	0,0339	-0,0337	0,0338	115,1	-113	114,5	107,2	-107	107,4
$4\phi_y$	0,0705	-0,0710	0,0707	132,6	-124	128,6	113,7	-113	113,6

Tab. 5.11 Momenti e rotazioni massimi - prova T08

Ciclo	M_{III}/M_I	v [%]	
		I ciclo	III ciclo
$0,25\varphi_y$	1,00	20,18	18,86
$0,5\varphi_y$	0,98	14,15	10,73
$0,75\varphi_y$	0,96	11,89	7,45
φ_y	0,96	10,70	7,86
$2\varphi_y$	0,94	19,63	12,49
$4\varphi_y$	0,88	22,79	15,06

Tab. 5.12 Resistenze residue e smorzamenti - prova T08

5.6.1 Giunti T08 e T09: caratterizzazione del comportamento in campo sismico

Seguendo la procedura descritta al Paragrafo 2.3.3 sono stati ricavati l'andamento dello smorzamento viscoso equivalente e della resistenza residua. Vengono riportate le elaborazioni relative alla prova T08. I risultati sono riferiti all'ampiezza dell'ennesimo ciclo espresso come multiplo di φ_y , e non in termini di spostamento, espresso in millimetri, poiché il fine ultimo delle elaborazioni è individuare la classe di dissipazione del nodo secondo EC8 il quale prevede di determinare la resistenza residua per valori di rotazione pari a $4\varphi_y$ o $6\varphi_y$.

Vengono di seguito riportati i grafici che illustrano:

- i sottocicli I e III di ampiezza pari a $4\varphi_y$;
- andamento della resistenza (riferita al I sottociclo e al III sottociclo), Figura 5.38;
- andamento dello smorzamento viscoso equivalente (riferito al I sottociclo e al III sottociclo), Figura 5.40;
- grafico riassuntivo dell'andamento dello smorzamento viscoso equivalente al III sottociclo e della resistenza residua, Figura 5.41.

Con riferimento della curva $M-\varphi$ relativa al I e III sottociclo di ampiezza pari a $4\varphi_y$, rappresentati in Figura 5.38 è interessante far notare la diversa forma e diversa area sottesa al ciclo. E' immediato osservare come il III sottociclo, rispetto il ciclo vergine, abbia un'area inferiore con forma più assottigliata e spigolosa, sinonimo di una minore dissipazione. Nel caso del primo sottociclo, oltre al contributo dato dallo snervamento dei connettori di acciaio, è presente l'effetto dissipativo dato dallo schiacciamento o rottura locale delle fibre di legno.

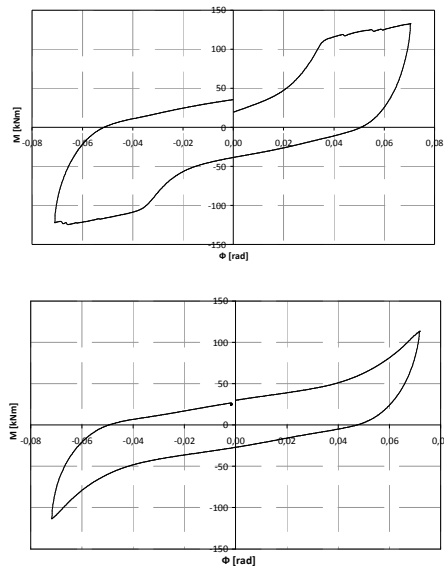


Fig. 5.38 Prova T08: cicli di ampiezza $4\phi_y$, primo e terzo sottociclo

Le osservazioni qualitative sopra esposte trovano conferma dal calcolo della v_{eq} ; in Figura 5.40 è evidente come lo smorzamento relativo al III sottociclo sia sensibilmente inferiore a quello relativo al I sottociclo.

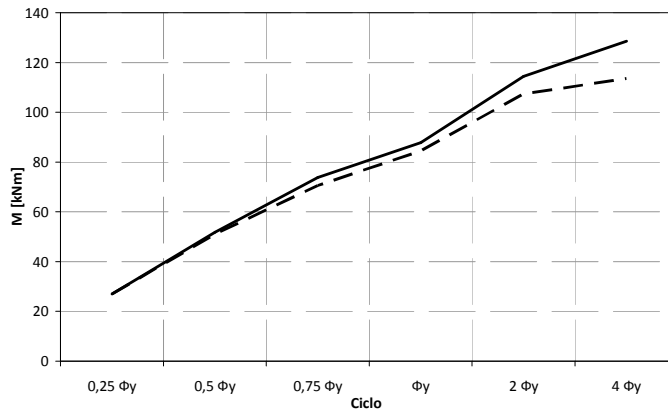


Fig. 5.39 Prova T08: andamento del momento resistente al ciclo I (linea continua) e al ciclo III (linea tratteggiata)

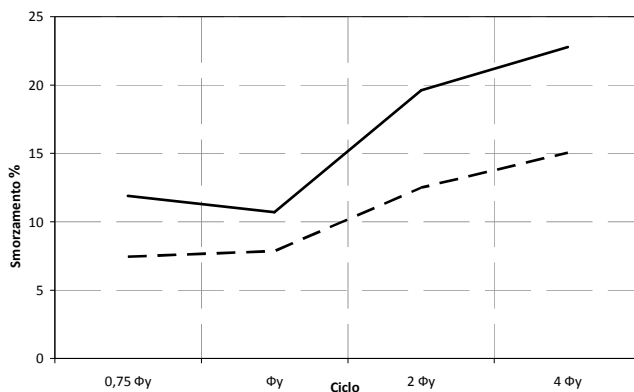


Fig. 5.40 Prova T08: andamento dello smorzamento viscoso equivalente al ciclo I (linea continua) e ala ciclo III (linea tratteggiata)

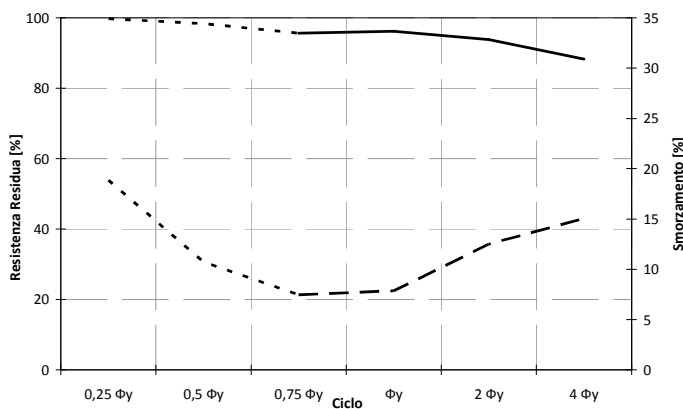


Fig. 5.41 Prova T08: resistenza residua (linea continua) e smorzamento (linea tratteggiata)

In Figura 5.41 i segmenti relativi a rotazioni inferiori a $0,75 \phi_y$ sono tratteggiati ad indicare che i valori di smorzamento pre-snervamento, ancorché alti, non sono rappresentativi di un reale comportamento dissipativo della connessione. Si noti come, dopo lo snervamento, a un calo di resistenza residua, corrisponda un incremento di smorzamento viscoso equivalente a conferma che i meccanismi di rottura sono di tipo dissipativo; il provino è stato progettato in modo tale che i singoli connettori seguano una modalità di collasso di tipo III.

Di seguito verrà messo a confronto il comportamento in campo sismico dei giunti T08 e T09 realizzati tramite spinotti. E' possibile notare come il nodo T08 esibisca uno smorzamento viscoso equivalente maggiore rispetto al nodo T09.

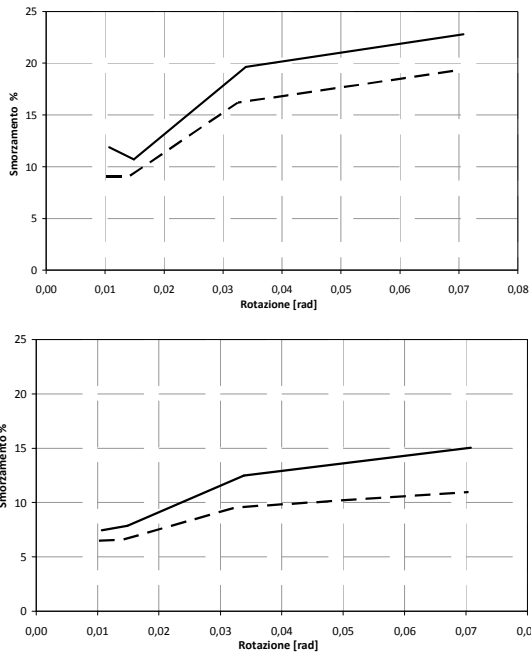


Fig. 5.42 Smorzamento riferito ai cicli I (in alto) e III (in basso); confronto T08 (linea continua) - T09 (linea tratteggiata)

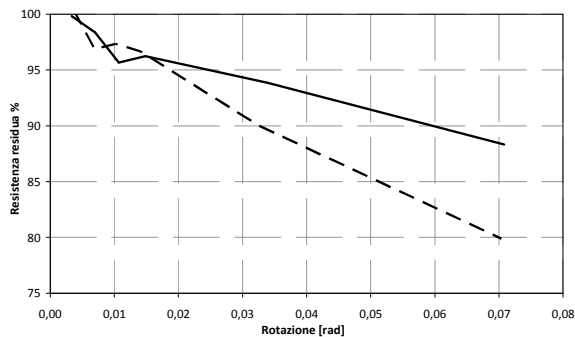


Fig. 5.43 Resistenza residua - confronto T08 (linea continua) - T09 (linea tratteggiata)

L'utilizzo di spinotti di piccolo diametro e la conseguente diffusione degli sforzi nell'area del giunto conferiscono al giunto T08 (spinotti \varnothing 12 mm) maggiori capacità dissipative rispetto al giunto T09 (spinotti \varnothing 14 mm) ed un minor calo di resistenza; per rotazioni superiori a $2 \varphi_y$ il giunto T09 ha manifestato evidenti rotture fragili. E' possibile affermare che la connessione T09 non è classificabile in CD "M" in quanto, per una duttilità statica di 4, presenta un riduzione di resistenza pari al 21%.

Seguendo le indicazioni fornite dall'EC8 il giunto T08 è ascrivibile alla classe di duttilità "M", poiché per una duttilità statica pari a 4 presenta una riduzione di resistenza del 12%. Come specificato al Paragrafo 5.2.2 le prove cicliche hanno previsto una rotazione massima corrispondente a $4 \varphi_y$; a causa dei limiti fisici della corsa del martinetto non è stato possibile imporre al nodo T08 rotazioni di ampiezza pari a $6 \varphi_y$, non è quindi possibile, a rigore, determinare se il giunto possa essere classificato come ad alta capacità dissipativa.

Eseguendo un'operazione di estrapolazione del comportamento della prova fino a una rotazione di $6 \varphi_y$, Figura 5.44, si presume che la perdita di resistenza sia circa pari al 16% la connessione risulterebbe perciò ad alta capacità dissipativa.

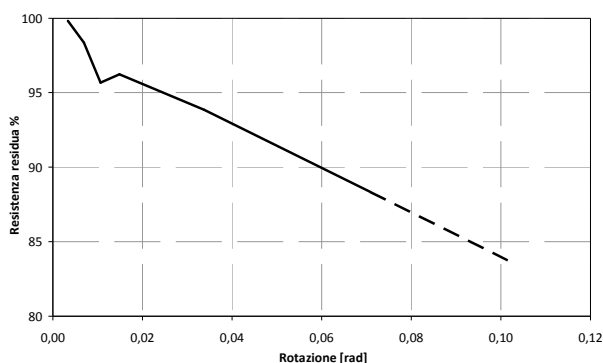


Fig. 5.44 Prova T08: estrapolazione a $6\varphi_y$ della resistenza residua

5.6.2 Giunti T06 e T10: caratterizzazione del comportamento in campo sismico

Si analizza di seguito il comportamento dei giunti T06 e T10 realizzati tramite barre incollate.

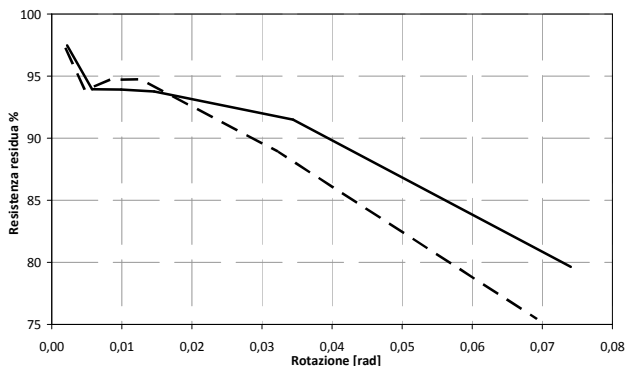


Fig. 5.45 Resistenza residua: T06 (linea continua) – T10 (linea tratteggiata)

Osservando la Figura 5.64 e considerando che:

- per la T06 $\rightarrow 6\phi\gamma = 0,027 \text{ rad}$,
- per la T10 $\rightarrow 6\phi\gamma = 0,033 \text{ rad}$,

è possibile classificare le due connessioni in C.D. "H", infatti, in riferimento ad un rapporto di duttilità pari a 6, la T06 esibisce una perdita di resistenza di circa l'8% mentre la T10 ha una perdita di resistenza di circa il 12%.

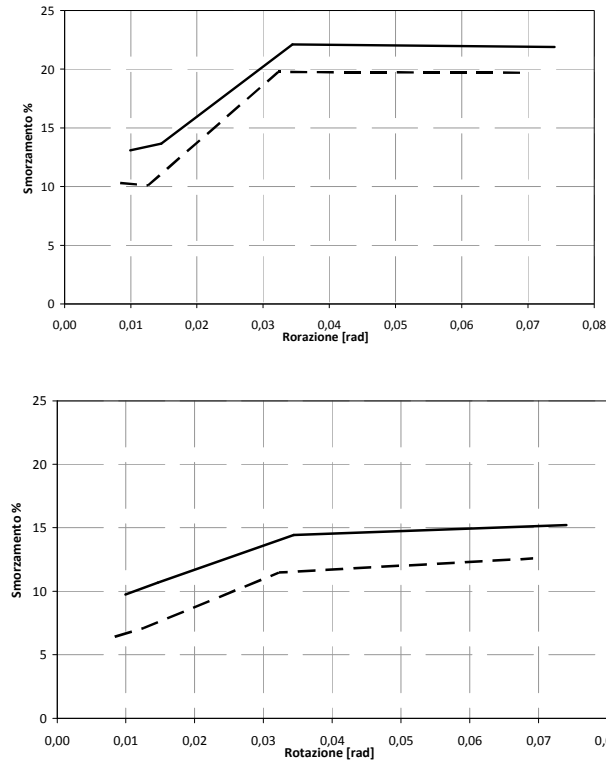


Fig. 5.46 Smorzamento riferito ai sottocicli I (in alto) e III (in basso); confronto T06 (linea continua) – T10 (linea tratteggiata)

In Figura 5.46 è possibile notare come l'andamento degli smorzamenti presentati dalle due prove a barre incollate sia pressoché identico. Il nodo T06 esibisce uno smorzamento viscoso equivalente maggiore rispetto al nodo T10. La maggiore capacità dissipativa del nodo T06 è comprensibile ricordando che il nodo T06 presenta un'unica raggiera mentre il nodo T10 presenta una doppia raggiera. Il nodo T10 riesce a fornire rigidzze e resistenze circa il 20% maggiori rispetto il nodo T06 a discapito della capacità dissipativa.

6 GIUNTI SEMIRIGIDI PER STRUTTURE IN ZONA SISMICA – ANALISI NUMERICA

6.1 Introduzione

Il comportamento dei nodi studiati nel corso della sessione di prove è stato implementato in un complesso modello agli elementi finiti, modello pushover, volto alla predizione del comportamento di portali lignei sollecitati da eventi sismici. La modellazione del sistema, alla base di tali analisi, prevede che gli elementi in legno, travi e colonne, vengano schematizzati come elementi monodimensionali in legno continui uniti in corrispondenza dei nodi da elementi fittizi ortogonali in grado di riprodurre il comportamento elastico e post elastico dei nodi. Il metodo pushover permette di dedurre il fattore di struttura del telaio ed allo stesso tempo di verificare la struttura in campo sismico mediante un confronto fra capacità di deformazione offerta dalla struttura e domanda deformativa richiesta dal sisma; il metodo prevede che sia rispettato il principio della gerarchia delle resistenze. La classe di capacità dissipativa del sistema stimata tramite modello agli Elementi Finiti verrà confrontata con quella determinata mediante l'analisi delle curve $M - \phi$ relative alle prove cicliche di laboratorio.

6.1.1 *La plasticità nella progettazione sismica*

Le normative europee, tramite l'EC8, forniscono indicazioni dettagliate a supporto del progettista che debba progettare costruzioni in cemento armato o in acciaio in zona sismica. Per quanto riguarda le costruzioni di legno si hanno, al contrario, poche indicazioni soprattutto di carattere prestazionale a causa di un oggettivo "ritardo" nella ricerca in campo sismico per le costruzioni di legno rispetto alle costruzioni di cemento armato o di acciaio dovuto probabilmente allo scarso interesse, da parte dei Paesi maggiormente interessati alle costruzioni di legno (paesi germanofoni e scandinavi) verso la progettazione sismica, visto che tali Paesi non sono soggetti ad elevato rischio sismico.

La situazione degli altri Paesi quali ad esempio Stati Uniti e Giappone non è facilmente paragonabile a quella europea per le diverse tradizioni e tecniche costruttive. E' interessante osservare come Stati Uniti e Canada facciano riferimento ad una diversa filosofia progettuale e normativa per quanto riguarda le strutture in legno in legno, che rappresentano la tipologia abitativa più diffusa: le maggior parte strutture a telaio leggero, tipicamente piccoli edifici residenziali a

due – tre piani, soggetti a carichi modesti, è stata progettata e realizzata in base a sole prescrizioni (Karacabeyli e Popovski, 2003).

Nel Capitolo 2 si è discusso del ruolo fondamentale assunto dalle risorse plastiche nella risposta sismica di una struttura. Nella pratica progettuale corrente, a causa della complessità computazionale e delle ipotesi complesse alla base del calcolo inelastico, spesso si preferisce portare a termine analisi elastiche e in particolare analisi dinamiche lineari oppure, nei casi in cui la regolarità geometrica della struttura lo permetta, analisi statiche lineari.

Un'analisi lineare non consente di cogliere la reale risposta della struttura ad azioni sismiche ovvero non può tener conto direttamente delle caratteristiche anaelastiche della struttura. In estrema sintesi le norme permettono di condurre formalmente una progettazione elastica di una struttura, soggetta ad azione sismica, scalando lo spettro elastico sollecitante tramite un fattore di struttura q in grado di riassumere gli effetti del comportamento anaelastico propri della tipologia strutturale cui appartiene l'edificio da progettare. Verranno di seguito riportate alcune considerazioni teoriche essenziali, riprese dal testo *Criteri di progettazione antisismica degli edifici* (Petrini L. et.al., 2004), indispensabili alla comprensione del metodo agli elementi finiti adottato per l'implementazione di modelli descrittivi del comportamento di telai in legno multipiano sismoresistenti. Progettare sfruttando in modo adeguato il comportamento duttile della struttura permette di realizzare, con notevoli vantaggi economici, una struttura la quale, soggetta al terremoto di progetto, può danneggiarsi gravemente senza rischio di collasso. Un tale approccio presuppone l'utilizzo di metodi di analisi non lineari nella progettazione della struttura, molto onerosi per quanto riguarda i tempi di calcolo e le difficoltà d'interpretazione dei risultati. In fase progettuale è quindi conveniente approssimare la risposta di un sistema anelastico tramite un'appropriata interpretazione della risposta di un sistema elastico. Un modo comunemente utilizzato dalle normative consiste nel definire gli spettri di risposta anelastici a partire da spettri elastici.

Per capire come eseguire questo passaggio, si consideri un sistema a 1-gdl la cui curva forza resistente – spostamento relativo, $F_s - u$, sia di tipo elastico perfettamente plastico, Figura 6.1.

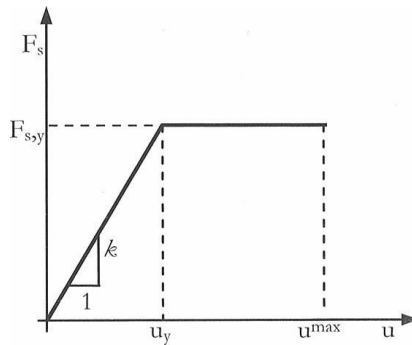


Fig. 6.1 Sistema anelastico a un grado di libertà

Si confronti ora la risposta di questo sistema con quella di uno identico ma con comportamento indefinitamente elastico (i due sistemi hanno la stessa rigidezza elastica). Con riferimento ai numerosi studi numerici realizzati negli anni '70, è possibile distinguere, in funzione del periodo proprio della struttura, tre diversi modi con cui correlare la risposta di un sistema non lineare e la risposta di un sistema elastico con la stessa rigidezza iniziale ma con resistenza illimitata.

Per le strutture che hanno un periodo proprio maggiore di quello dominante del sisma, in altre parole maggiore del periodo in corrispondenza del quale si ha il picco della risposta elastica spettrale, il massimo spostamento $u_{a,max}$ raggiunto dal sistema anelastico è mediamente prossimo a quello raggiunto dal corrispondente sistema elastico $u_{e,max}$.

Definita la duttilità del sistema non lineare $\mu = u_{a,max} / u_y$ risulta:

$$u_{e,max} \approx u_{a,max} \quad (6.1)$$

e quindi, dalla definizione di duttilità:

$$\mu = \frac{u_{a,max}}{u_y} \cong \frac{u_{e,max}}{u_y} \quad (6.2).$$

Ricavando u_y dall'espressione precedente e ricordando che:

$$F_{s,e}^{max} = k \cdot u_{e,max} \quad (6.3)$$

risulta:

$$F_{s,y} = k \cdot u_y = \frac{k \cdot u_{e,\max}}{\mu} \cong \frac{F_{s,e}^{\max}}{\mu} \quad (6.4)$$

Poiché la forza massima dell'oscillatore anelastico, una volta entrato in campo non lineare è pari alla forza allo snervamento:

$$F_{s,a}^{\max} = F_{s,y} \quad (6.5)$$

si ha che:

$$F_{s,a}^{\max} \cong \frac{F_{s,e}^{\max}}{\mu} \quad (6.6)$$

Definito il coefficiente di riduzione della forza R come il rapporto fra la massima forza raggiunta nel sistema elastico e quella raggiunta nel sistema elastico, si ottiene che esso è approssimativamente pari alla duttilità:

$$R = \frac{F_{s,e}^{\max}}{F_{s,a}^{\max}} \cong \mu \quad (6.7)$$

Quanto detto è schematizzato in Figura 6.2.

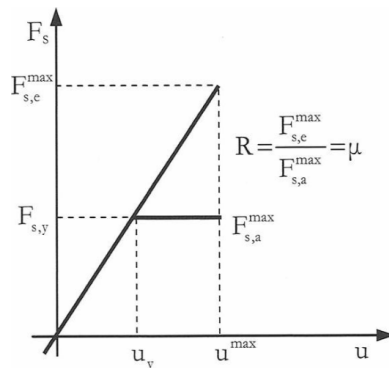


Fig. 6.2 Relazione fra forze e spostamenti di un sistema non lineare per strutture con periodo maggiore di quello dominante del sisma

Per strutture caratterizzate da periodo proprio nell'intorno del periodo dominante del sisma, cioè poco minore del periodo dominante del sisma, (periodo in corrispondenza del quale si ha il picco della risposta elastica spettrale) si può assumere che il massimo spostamento $u_{a,max}$ raggiunto dal sistema anelastico, sia tale da rendere uguale l'energia di deformazione rispetto al caso del sistema elastico.

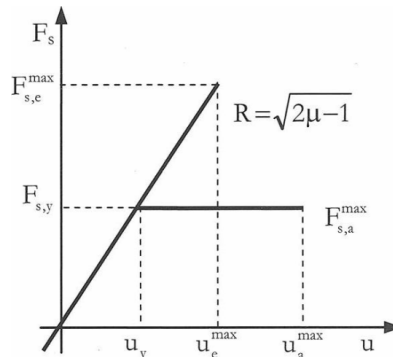


Fig. 6.3 Relazione fra forze e spostamenti di un sistema non lineare per strutture con periodo minore o prossimo a quello dominante del sisma

Con riferimento alla Figura 6.3 uguagliare le aree sottese dai due diagrammi, cioè scrivere:

$$\frac{1}{2} (F_{s,e}^{max} - F_{s,y}) (u_{e,max} - u_y) = F_{s,y} (u_{a,max} - u_{e,max}) \quad (6.8)$$

Quindi, utilizzando le relazioni $F_{s,e}^{max} / F_{s,y} = u_{e,max} / u_y$ e $\mu = u_{a,max} / u_y$ risulta:

$$\mu = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{F_{s,e}^{max}}{F_{s,y}} \right)^2 + 1 \right] \quad (6.9)$$

Che invertita diventa:

$$F_{s,y} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} F_{s,e}^{max} \quad (6.10)$$

Da cui, ricordando che $F_{s,a}^{\max} = F_{s,y}$ è immediato ricavare il coefficiente di riduzione della forza:

$$R = \frac{F_{s,e}^{\max}}{F_{s,a}^{\max}} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (6.11)$$

Nel caso infine di strutture molto rigide che hanno un periodo proprio molto prossimo allo zero, il sistema deve essere in grado di sopportare una forza approssimativamente pari al prodotto della massa per l'accelerazione del terreno, indipendentemente dal tipo di risposta elastica o anelastica. Dovrà cioè risultare:

$$F_{s,a}^{\max} = F_{s,e}^{\max} \quad (6.12)$$

quindi:

$$R = \frac{F_{s,e}^{\max}}{F_{s,a}^{\max}} = 1 \quad (6.13)$$

In conclusione, è possibile individuare nello spettro elastico tre zone, dette rispettivamente di "uguale spostamento", di "uguale energia" e di "uguale accelerazione" come indicato in Figura 6.4.

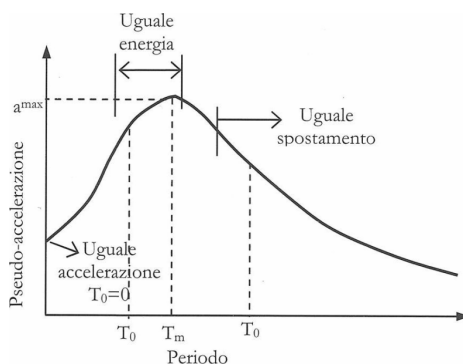


Fig. 6.4 Influenza del periodo sulla relazione fra le risposte dei due sistemi

Ai fini pratici, la terza categoria non è d'interesse per le strutture usuali, mentre il periodo utilizzato come discriminante per il primo e il secondo caso è il periodo

TC fornito in normativa in funzione del sito in cui ricade la costruzione. Si ha quindi:

$$T \geq T_C \rightarrow R = \frac{F_{s,e}^{\max}}{F_{s,a}^{\max}} = \mu \quad (6.14)$$

$$T < T_C \rightarrow R = \frac{F_{s,e}^{\max}}{F_{s,a}^{\max}} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (6.15)$$

La tipologia strutturale in esame, telai in legno a nodi rigidi, è caratterizzata da alti periodi propri che vanno a collocarsi sul ramo decrescente dello spettro di risposta sollecitante.

6.1.2 Il fattore di struttura

Il fattore di struttura proprio della tipologia strutturale ed in particolare del singolo fabbricato da progettare può essere determinato seguendo determinate procedure descritte dalla normativa o stimato a partire dalla curva di capacità di una struttura, ricavata da un'analisi pushover.

Figura 6.5 illustra la risposta in termini di carico-spostamento di una struttura 1-gdl dal comportamento:

- perfettamente elastico (struttura ideale elastica);
- anelastico (struttura reale);
- elastico perfettamente plastico (idealizzazione della struttura reale).

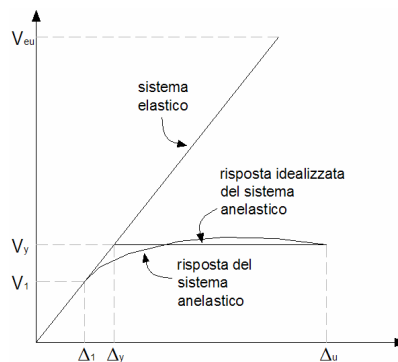


Fig. 6.5 Risposta elastica e anelastica di un sistema 1-gdl

Gli spostamenti Δ_1 , Δ_y e Δ_u rappresentano, rispettivamente, lo spostamento della struttura al momento della formazione della prima cerniera plastica, lo spostamento corrispondente alla capacità plastica della struttura idealizzata e lo spostamento massimo. La duttilità può essere definita come:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (6.16)$$

In termini di taglio alla base il fattore di struttura q può essere definito come segue

$$q = \frac{V_{eu}}{V_1} = \frac{V_{eu}}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_1} = R_\mu \cdot R_\Omega \quad (6.17)$$

dove :

- V_{eu} è il taglio alla base che si avrebbe se il sistema fosse elastico fino alla rottura;
- V_y è il taglio alla base dato dallo snervamento del sistema a 1-gdl linearizzato;
- V_1 è il taglio alla base corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica.

I coefficienti R rappresentano:

- il fattore di duttilità R_μ ovvero il rapporto fra il taglio alla base del sistema elastico a rottura e il taglio alla base del sistema elasto-plastico, corrisponde al coefficiente R del Paragrafo 6.1.1;
- il fattore di sovreresistenza R_Ω ovvero il rapporto fra il taglio di snervamento del sistema elasto-plastico idealizzato e il taglio alla formazione della prima cerniera plastica;

I coefficienti R sono funzione di:

- R_μ materiale (calcestruzzo, acciaio, legno) e della tipologia costruttiva (edificio a telaio, setti portanti, a controventi eccentrici);
- R_Ω dell'iperstaticità della struttura.

In conclusione, il fattore di struttura può essere scritto nel seguente modo:

$$q = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} = \begin{cases} \sqrt{2 \cdot \frac{\Delta_u}{\Delta_y} - 1} \cdot \frac{F_y}{F_1} \rightarrow T < T_C \\ \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \cdot \frac{F_y}{F_1} \rightarrow T \geq T_C \end{cases} \quad (6.18)$$

6.1.3 Indicazioni normative

Nel presente paragrafo saranno descritte le indicazioni secondo D.M. 14-01-2008 per quanto riguarda i fattori di struttura da adottare per le diverse tipologie costruttive. Verranno inoltre indicate ulteriori informazioni date dalla EN 1998-1:2004. Saranno discussi i criteri secondo cui determinare i fattori di struttura previsti per le strutture di legno, allo stesso tempo saranno presentate brevemente le indicazioni per strutture in acciaio e cemento armato in modo da illustrarne le differenze.

Il D.M. 14-01-2008 distingue due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità:

- classe di duttilità alta (CD"A");
- classe di duttilità bassa (CD"B").

La scelta di progettare la struttura in CD "A" comporta l'adozione di particolari dettagli costruttivi al fine di assicurare che gli elementi strutturali possano assicurare un adeguato comportamento duttile.

In Tabella 6.1 e in Tabella 6.2. vengono presentati i fattori di struttura previsti per strutture in calcestruzzo armato o acciaio.

Tipologia strutturale	q	
	"B"	"A"
Strutture intelaiate Strutture con controventi eccentrici	4,0	5,0 α_u/α_1
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva Controventi concentrici a V	4,0 2,0	4,0 2,5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0	2,0 α_u/α_1
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0	4,0 α_u/α_1
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2,0	2,0

Tab 6.1 Tipologie strutturali e fattori di struttura per le strutture di acciaio

Tipologia strutturale	q	
	"B"	"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α_u/α_1
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tab 6.2 Tipologie strutturali e fattori di struttura per le strutture di calcestruzzo armato

Nel caso di edifici regolari in pianta è possibile valutare α_u/α_1 utilizzando i seguenti valori di riferimento approssimati:

- edifici a telaio a un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
- edifici a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$;
- edifici con controventi eccentrici a più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$.

Sono ammessi valori di α_u/α_1 superiori a quelli sopra riportati purché essi siano confermati dai risultati di un'analisi statica non-lineare (pushover) globale. Il valore massimo del fattore α_u/α_1 utilizzabile in fase progettuale è pari a 1,6, anche se l'analisi pushover indica valori più alti.

I fattori di struttura previsti per le costruzioni in acciaio e in cemento armato, per le tipologie strutturali più duttili e per la CD "A" sono composti da due termini in accordo con quanto riportato al Paragrafo 6.1.2.

Il primo termine, funzione del materiale e della tipologia strutturale, rappresenta il fattore di duttilità R_μ , il secondo, denominato α_u/α_1 rappresenta il fattore di sovrarresistenza R_Ω , fornito in funzione del numero di piani e di campate del telaio. L'EC8 permette di utilizzare un valore maggiore (fino a un massimo di 1,6) per il coefficiente α_u/α_1 , a patto di eseguire un'analisi pushover. Non è invece consentito utilizzare valori maggiori per il coefficiente di duttilità.

Per quanto riguarda le strutture di legno, i fattori di struttura si compongono di un unico termine: la normativa non fa in alcun modo riferimento ad α_u/α_1 .

Gli edifici in legno progettati per avere un comportamento dissipativo devono appartenere ad una delle categorie descritte di Tabella 6.3; edifici progettati prevedendo un comportamento strutturale scarsamente dissipativo avranno un fattore di struttura non superiore a 1,5.

CD	q	Esempi di strutture
"A"	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 che seguono).
	5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni.
"B"	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 (sismoresistente) in legno e tamponature.
	2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni che seguono).

Tab 6.3 Tipologie strutturali e fattori di struttura per le strutture di legno

La normativa inoltre permette di determinare la capacità dissipativa della struttura andando a studiare i nodi secondo la procedura che segue:

“Al fine di garantire valori del fattore di struttura q superiori a 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 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 e uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $10d$;*
- b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio di 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 ”.

Tipologia strutturale	q
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico (perni, bulloni)	2,5
Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati	4,0

Tab. 6.4 Valori ridotti del fattore di struttura per le strutture di legno

6.2 Analisi numeriche pushover agli elementi finiti

6.2.1 Il metodo

La capacità di una struttura di resistere all'evento sismico dipende fortemente dalla sua capacità deformativa in regime anelastico. I metodi di analisi elastici tengono conto di questo comportamento attraverso l'introduzione del coefficiente di struttura q ma non possono cogliere cambiamenti nella risposta della struttura che occorrono man mano che le singole connessioni si snervano. I metodi di analisi statica non lineare permettono al contrario di studiare la struttura nel suo reale comportamento, anelastico, evidenziandone l'evoluzione in termini di resistenza e rigidità. Tali analisi prevedono un'applicazione dei carichi incrementalmente a un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e con comportamento non lineare delle connessioni. Vengono imposte particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali, le quali hanno il compito di "spingere" (push) in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. La distribuzione delle forze laterali ha lo scopo di approssimare la distribuzione delle forze d'inerzia presenti sulla struttura durante il sisma. L'analisi prevede che le forze orizzontali sollecitanti siano scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le stesse; durante l'analisi i sistemi di forze vengono amplificati così da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo posto sulla sommità dell'edificio. Risultato finale dell'analisi pushover è la curva taglio alla base – spostamento in sommità che rappresenta la capacità della struttura (curva di capacità o curva pushover) e che, quindi, sarà confrontata con la domanda, rappresentata dalla richiesta di spostamento che la struttura subirebbe quando fosse soggetta al terremoto di progetto, dato dallo spettro elastico.

Secondo il D.M. 14-01-2008 il presente metodo si utilizza per:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Le norme impongono di applicare due diverse distribuzioni di forze orizzontali nei baricentri delle masse ai vari piani. In particolare il D.M. 14-01-2008 permette considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

Nelle analisi agli EF proposte verranno imposte le seguenti distribuzioni di forze:

- Gruppo 1: distribuzione proporzionale alle forze statiche utilizzate per l'analisi statica lineare, ovvero:

$$F_i = \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_i \cdot W_i}$$

- Gruppo 2: distribuzione di forze derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, e quindi proporzionale alle masse dei vari piani.

Confronti con analisi dinamiche non lineari hanno evidenziato che le distribuzioni principali colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre, quando si raggiungono grandi deformazioni, la risposta dinamica può essere meglio rappresentata da distribuzioni secondarie. Nel caso di una struttura con altezza d'interpiano costante e masse dei vari impalcati identiche, le due distribuzioni sono quelle rappresentate in Figura 6.6.

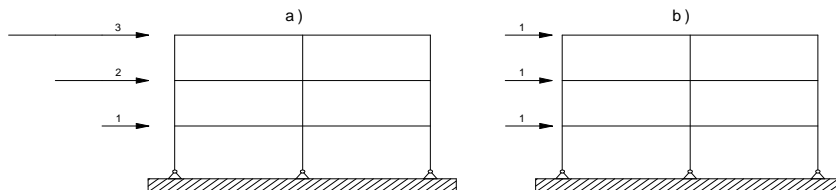


Fig. 6.6 Distribuzioni di forze laterali per analisi pushover; altezza d'interpiano costante, masse degli impalcati identiche. a) distribuzione principale; b) distribuzione secondaria

Scopo dell'analisi è la determinazione della curva di capacità della struttura che esprime il legame taglio alla base – spostamento per un punto in sommità.

Le analisi agli EF sono state implementate mediante il software per il calcolo strutturale Sap2000, le Figure 6.7, 6.8, 6.12,6.13 sono immagini tratte dall'interfaccia grafica del programma medesimo.

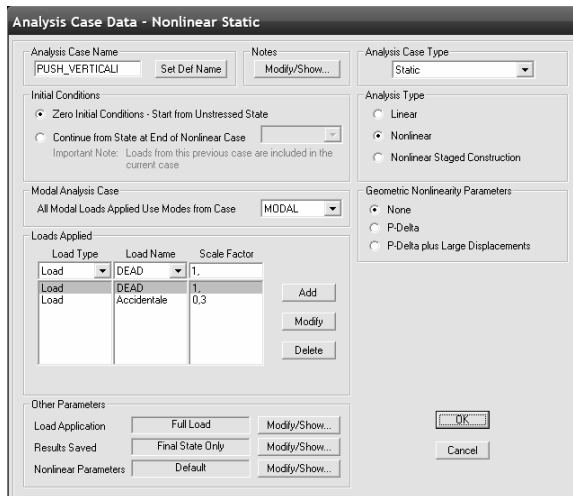


Fig. 6.7 Definizione dell'analisi per i carichi verticali

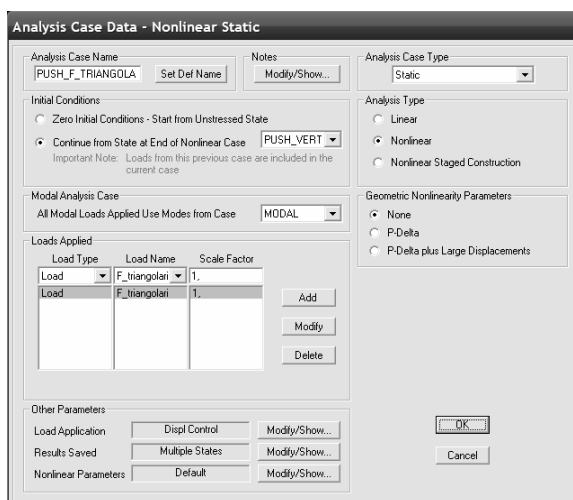


Fig. 6.8 Definizione dell'analisi pushover per una delle distribuzioni di forze orizzontali

Vengono definiti i seguenti nell'ordine i seguenti casi d'analisi:

- analisi statica non lineare alla struttura scarica vengono applicati in un unico passo i carichi verticali;
- analisi statiche non lineari; partendo dalla struttura caricata al passo precedente vengono applicati, in controllo di spostamento e per passi successivi, valori crescenti delle forze orizzontali date dalle due distribuzioni principali. Ad ogni passo sono registrati taglio alla base e spostamento del punto di controllo.

Il metodo si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente a un grado di libertà.

Seguendo le indicazioni normative è possibile individuare la procedura per la determinazione del sistema equivalente a un grado di libertà: innanzitutto è necessario calcolare gli spostamenti di ogni piano dati dal primo modo di vibrare che dovranno essere normalizzati rispetto allo spostamento dell'ultimo piano tali spostamenti sono denominati ϕ_i . Il secondo passo consiste nel calcolo del fattore di partecipazione modale relativo al primo modo di vibrare mediante la seguente espressione:

$$\Gamma = \frac{\sum_i \phi_i \cdot m_i}{\sum_i \phi_i^2 \cdot m_i}$$

La curva di capacità per il sistema equivalente a 1-gdl è calcolata scalando le ascisse e le ordinate della curva di capacità della struttura reale per il fattore Γ . Il passo successivo è rappresentato dalla linearizzazione della curva di capacità attraverso l'adozione di una bilatera. In Figura 6.9 è presentato il metodo prescritto dalle normative: il tratto elastico è rappresentato da una retta passante per l'origine ed il punto $0,6F_{bu}^*$ dove F_{bu}^* è la resistenza massima del sistema 1-gdl equivalente. Il tratto plastico e la forza di plasticizzazione F_y^* si individuano imponendo l'uguaglianza delle aree sottese alla curva bilineare e alla curva di capacità. Si considera la curva definita sull'intervallo che va dall'origine allo spostamento d_u^* corrispondente a una diminuzione di resistenza del 15 % rispetto alla forza massima raggiunta.

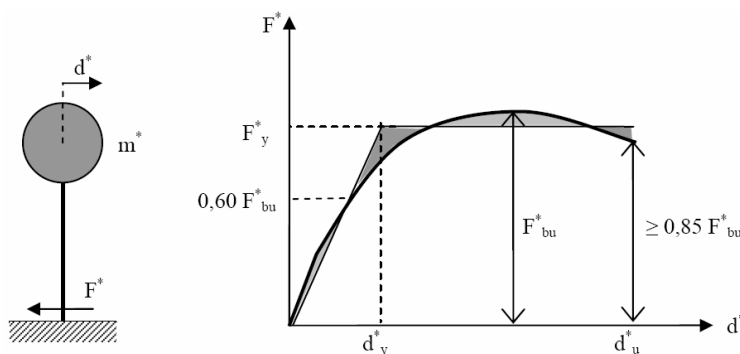


Fig. 6.9 Modellazione della curva di capacità per il sistema 1-gdl equivalente con una bilatera

La massa del sistema equivalente a 1-gdl è data da: $m^* = \sum_i \phi_i \cdot m_i$

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Dove k^* è la rigidezza del tratto elastico del sistema bilineare.

In Figura 6.10 la domanda in spostamento per un sistema anelastico e sistema elastico equivalente, in particolare si ha:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* \quad \text{per} \quad T^* \geq T_C ;$$

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad \text{per} \quad T^* < T_C .$$

I periodi propri caratteristici del sistema strutturale studiato, telai in legno lamellare, sono sempre maggiori di T_C , primo caso di Figura 6.10. Nel caso in esame quindi la domanda di spostamento per il sistema anelastico è pari all'ordinata dello spettro elastico in spostamento per il periodo T^* :

$$d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 .$$

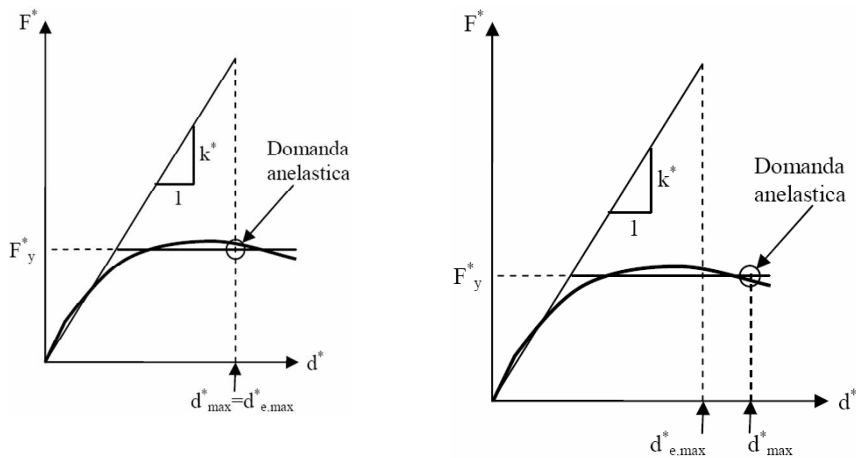


Fig. 6.10 Caso $T^* > T_C$ Caso $T^* < T_C$

In conclusione la domanda di spostamento per il sistema 1-gdl equivalente vale:

$$d_{\max}^* = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

Una volta trovata la domanda in spostamento d_{\max}^* è necessario verificare che la domanda di spostamento sia inferiore allo spostamento d_u^* individuato sulla curva di capacità $d_{\max}^* \leq d_u^*$. Si procede infine alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi duttili e delle resistenze per gli elementi fragili. E' necessario quindi eseguire una verifica in termini di spostamento ed allo stesso tempo verificare che gli elementi fragili abbiano sufficiente resistenza da permettere alla struttura di esibire uno spostamento pari almeno allo spostamento richiesto dal sisma. A tal fine è stato considerato l'involuppo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali; l'involuppo riassume le configurazioni di sforzo che si verificano per tutti gli step di spostamento precedenti allo spostamento obiettivo.

6.2.2 Applicazione a telai sismoresistenti in legno lamellare

Tramite il modello agli Elementi Finiti di seguito presentato, è stata implementata un'analisi pushover finalizzata alla comprensione del comportamento di un telaio a tre piani in legno lamellare GL24h. Le travi hanno sezione 120 mm x 600 mm, le colonne sono costituite da due elementi di sezione 120 mm x 600 mm. Il telaio ha impalcati d'interpiano 3 m e due campate di luce 6 m come illustrato in Figura 6.11.

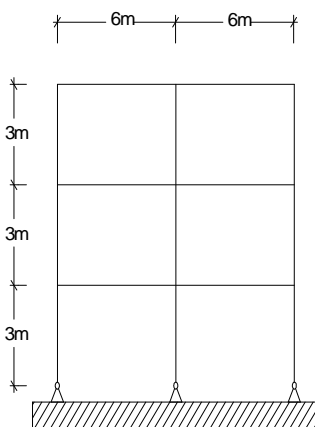


Fig 6.11 Geometria del telaio analizzato

Si ipotizza che le colonne siano incernierate alla base. Nella definizione dei carichi verticali si ipotizza che:

- l'interasse fra due telai sia di 4 m;
- le travi secondarie siano in semplice appoggio;

quindi la larghezza d'influenza del telaio centrale è di 4 m.

I carichi verticali sono i seguenti:

- carico permanente $1,37 \text{ kN/m}^2$;
- carico accidentale 2 kN/m^2 .

Sulle travi gravano quindi i seguenti carichi:

$$G_k = g_k \cdot i = 1,37 \times 4 = 5,48 \text{ kN} / \text{m}$$

$$Q_k = q_k \cdot i = 2 \times 4 = 8 \text{ kN} / \text{m}$$

che combinati secondo normativa forniscono un carico pari a:

$$F_d = G_k + \psi_2 \cdot Q_k = 5,48 + 0,3 \times 8 = 7,88 \text{ kN} / \text{m}$$

Per quanto riguarda le masse sismiche si assume un peso sismico di ogni impalcato di 360 kN. Si ipotizza che gli impalcati siano infinitamente flessibili perciò la metà del peso sismico graverà sul telaio interno. La massa sismica di competenza del telaio in esame vale:

$$m_i = \frac{360}{2 \times g} = \frac{360}{2 \times 9,81} = 18,35 \text{ ton}$$

Si analizzano telai di identica geometria e diversi tipi di connessioni ai nodi: vengono considerati nodi con caratteristiche meccaniche definite dalle bilatere presentate al Paragrafo 5.5.4.

6.2.3 Modellazione delle cerniere plastiche

Il modello agli EF è stato implementato prevedendo delle cerniere plastiche localizzate nei nodi trave-colonna. Vengono studiati modelli con cerniere plastiche caratterizzate da parametri variabili: le cerniere riproducono di volta in volta il legame momento - rotazione relativo alle diverse tipologie di nodi testati in laboratorio.

Il modello deve essere in grado di schematizzare travi e colonne che nella realtà sono elementi continui quindi le cerniere plastiche devono essere localizzate in elementi finiti distinti dagli elementi frame schematizzanti travi e colonne. Si è ritenuto opportuno modellare i giunti trave - colonna con elementi finiti fittizi denominati "link" di lunghezza 0,01 m infinitamente rigidi che collegano trave e

colonna continui. Agli elementi “link” è stata assegnata una “hinge” torsionale per modellare il comportamento post-snervamento (Figura 6.12) e un “release” torsionale elastico per modellare la deformabilità pre-snervamento (Figura 6.13).

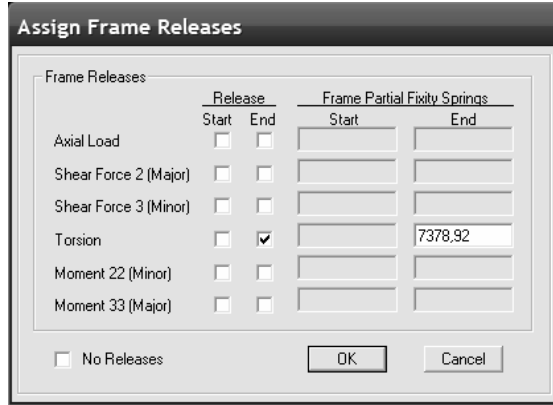


Fig. 6.12 Definizione del release torsionale per il nodo T08

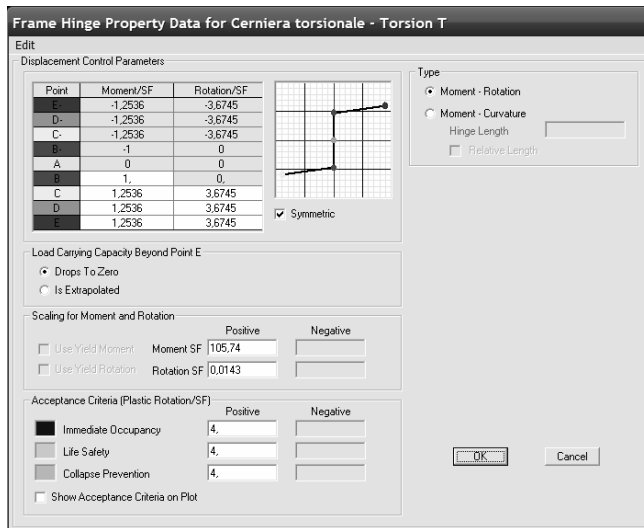


Fig. 6.13 Definizione della plastic hinge per il nodo T08

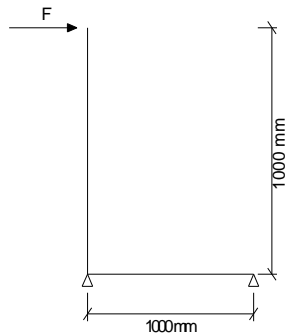


Fig. 6.14 Struttura utilizzata per le analisi pushover sui singoli nodi

Sono state eseguite delle analisi pushover preliminari su strutture in grado di schematizzare le prove di laboratorio. Il modello è composto da due aste infinitamente rigide connesse da un “link” torsionale come rappresentato in Figura 6.14. Le curve di capacità ricavate da tali analisi pushover vanno a sovrapporsi esattamente alle bilatere ricavate a seguito dell’elaborazione delle prove di laboratorio (Paragrafo 7.3) a conferma che la modellazione agli EF dei giunti è corretta. In Figura 6.15. sono rappresentate le curve di capacità per i diversi giunti. In particolare, poiché le aste hanno lunghezza 1 m, le curve di capacità fornite dall’analisi pushover corrispondono esattamente ai diagrammi momento-rotazione utilizzati per implementare le cerniere plastiche, i cui parametri sono riportati in Tabella 6.5.

parametro	T01	T06	T07	T08	T09	T10
θ_y [rad]	0,01430	0,00444	0,00220	0,01433	0,01826	0,00556
M_y [kNm]	61,44	80,03	134,2229	105,74	134,11	128,45
θ_u [rad]	0,07620	0,07288	0,00339	0,07062	0,06812	0,06893
M_u [kNm]	74,48	136,71	134,2229	132,56	138,6	164,28
k_{el} [kNm/rad]	4297	18025	60912	7379	7344	23103

Tab. 6.5 Parametri delle curve momento-rotazione.

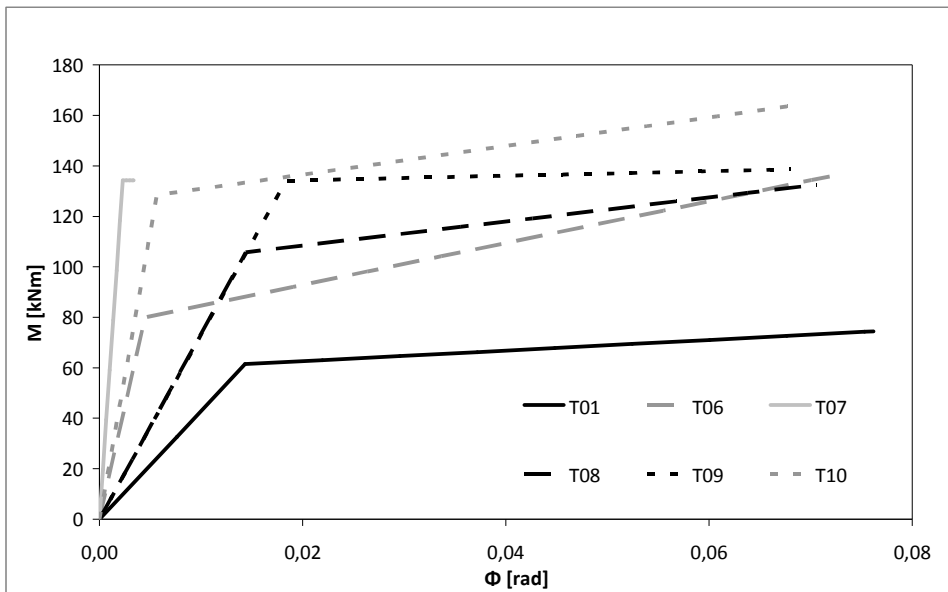


Fig. 6.15 Diagrammi M- Φ per le varie tipologie di giunto

6.2.4 Caso studio

Il presente paragrafo riporta nel dettaglio l'analisi pushover relativa al telaio con nodi modellati secondo la bilatera ricavata dalle prove di laboratorio relative al campione T08. Partendo dalla definizione dell'azione sismica sollecitante, illustrando i vari step dell'elaborazione pushover, si giungerà alla definizione della curva di capacità.

In Tabella 6.5. sono rappresentati i parametri che definiscono lo spettro elastico in accelerazione di Figura 6.16.

a_g [g]	0,26
F_0	2,41
S	1,54
T_B [sec]	0,17
T_C [sec]	0,50
T_D [sec]	2,64

Tab. 6.5 Parametri per la definizione dello spettro elastico in accelerazione.

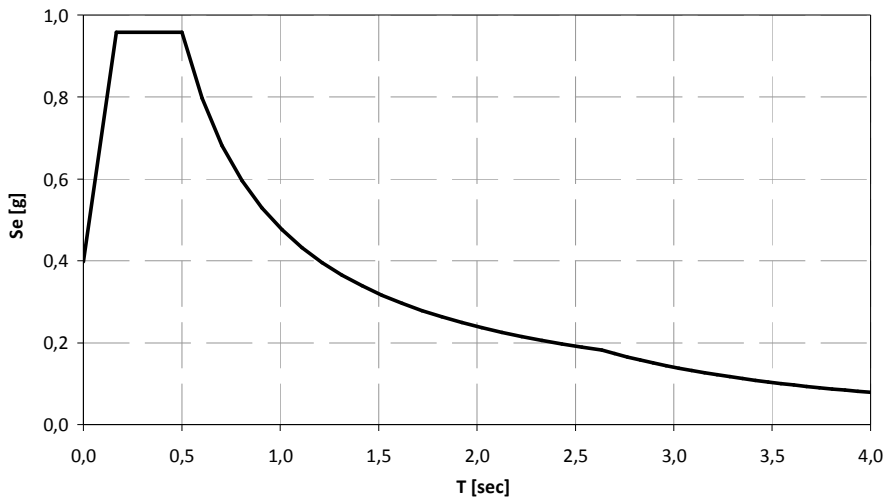


Fig 6.16 Spettro elastico in accelerazione

Nelle Figure 6.17, 6.18 e 6.19 sono stati elencati gli step più significativi dell'analisi pushover, in particolare ogni riga riporta, a sinistra, la deformata della struttura con indicate l'evoluzione delle cerniere plastiche, a destra l'andamento dei momenti.

Gli step illustrati sono, nell'ordine:

- Step 0 - struttura con i soli carichi verticali;
- Step 1 - formazione della prima cerniera plastica;
- Step 2 - formazione della seconda cerniera plastica;
- Step 3 - formazione della terza cerniera plastica;
- Step 4 - formazione della quarta cerniera plastica;
- Step 5 - formazione della quinta cerniera plastica;
- Step 6 - formazione della sesta cerniera plastica;
- Step 7 - formazione della settima cerniera plastica;
- Step 8 - formazione dell'ottava cerniera plastica;
- Step 9 - formazione della nona cerniera plastica;
- Step 10 – rottura.

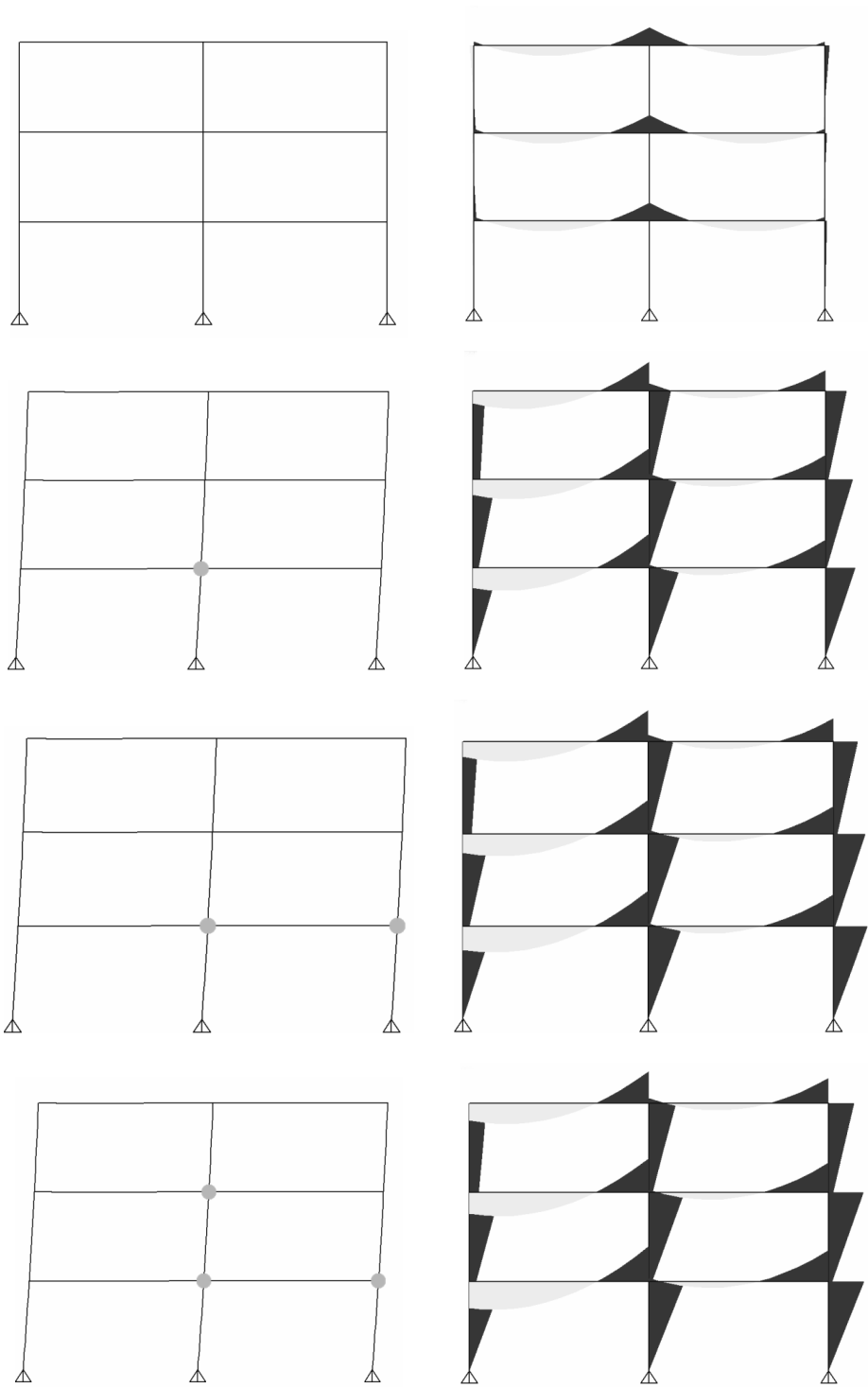


Fig 6.17 Analisi pushover; step 0 - step 3

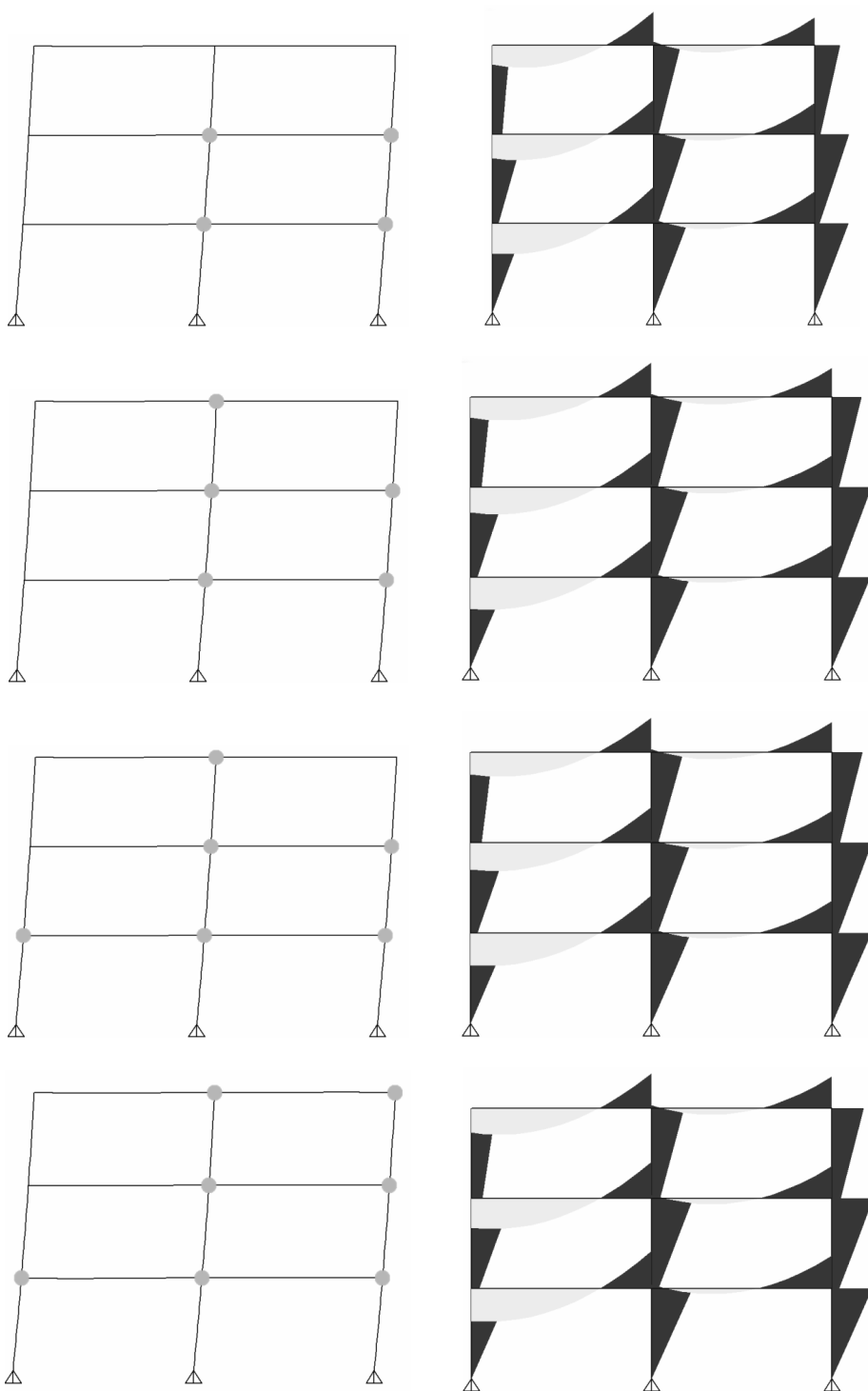


Fig 6.18 Analisi pushover; step 4 - step 7

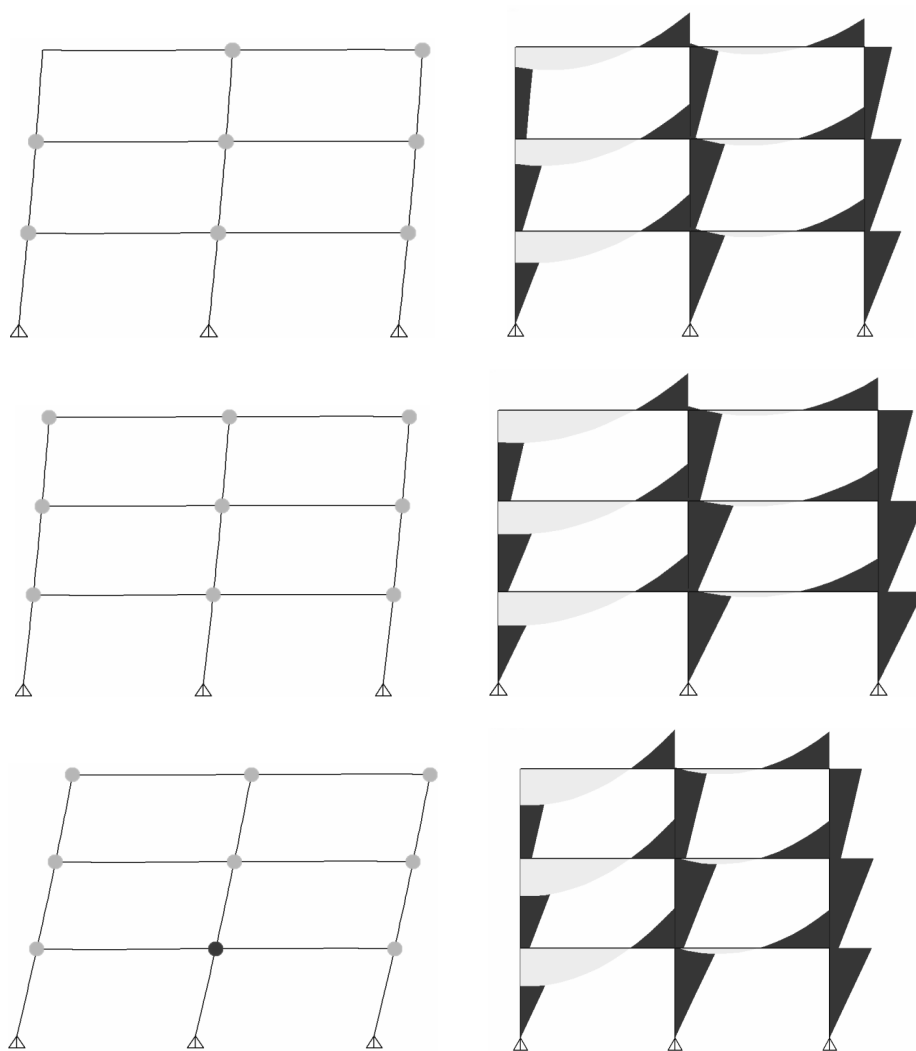


Fig 6.19 Analisi pushover; step 8 - step 10 (rottura)

La domanda inelastica parte dall'appoggio di continuità della trave del primo piano, per passare all'appoggio di estremità della stessa trave. In seguito si attivano le risorse plastiche, prima del giunto di continuità, e poi, di quello d'estremità della trave del secondo piano, per passare infine alla trave del terzo piano. In Figura 9.23. è rappresentato l'ordine di formazione delle cerniere plastiche.

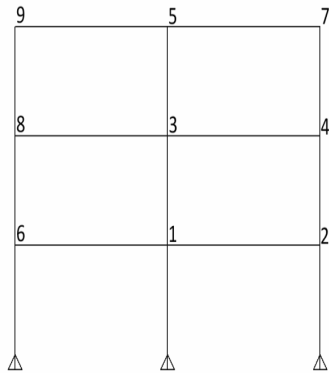


Fig. 6.20 Ordine nella formazione delle cerniere plastiche

In Figura 6.21 si riporta la curva di capacità relativa al telaio pluripiano realizzato con nodi di tipo T08; sulla curva sono stati indicati i punti di formazione delle cerniere plastiche. Si nota come la curva sia composta di due tratti lineari ben definiti intervallati da un ginocchio marcato che corrisponde alla zona in cui si ha la plasticizzazione dei giunti.

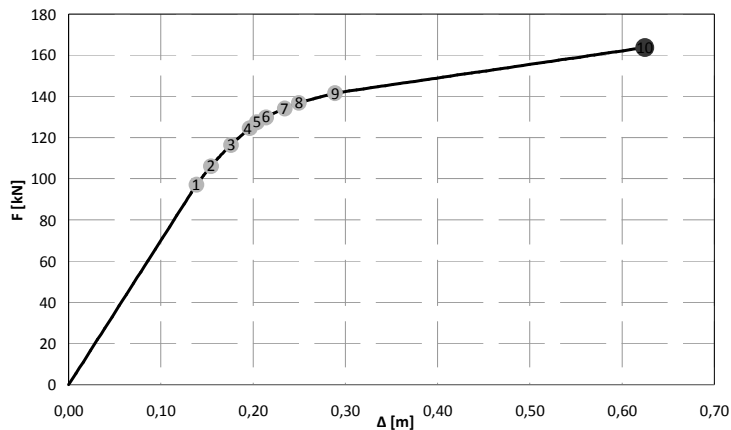


Fig. 6.21 Curva di capacità con indicazione degli step per il telaio T08

6.2.5 Curve di capacità

Per i telai analizzati, verranno riportate le curve di capacità ricavate a seguito dall'analisi pushover.

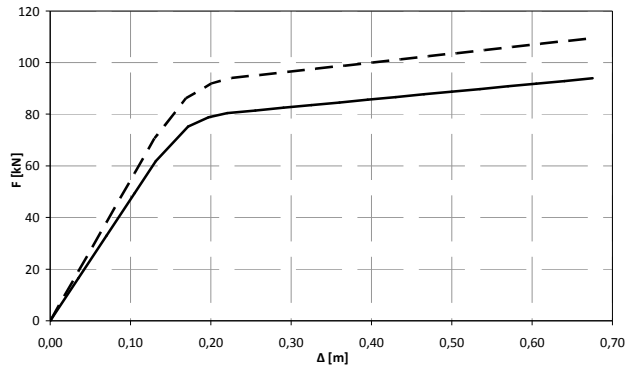


Fig. 6.22 Curve di capacità per il telaio T01, distribuzione principale (linea continua) e distribuzione secondaria (linea tratteggiata)

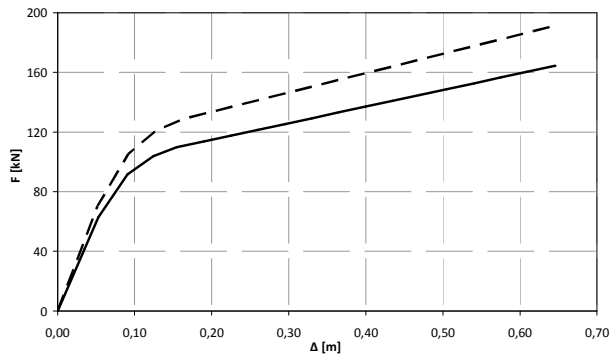


Fig. 6.23 Curve di capacità per il telaio T06, distribuzione principale (linea continua) e distribuzione secondaria (linea tratteggiata)

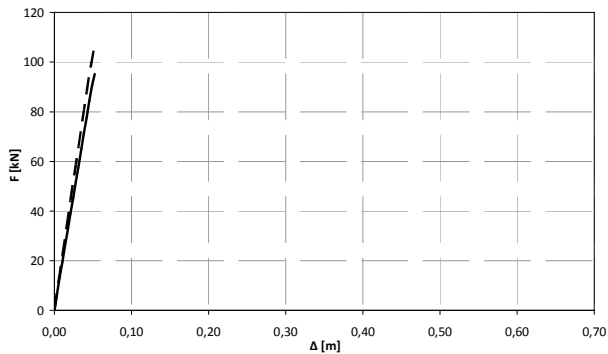


Fig. 6.24 Curve di capacità per il telaio T07, distribuzione principale (linea continua) e distribuzione secondaria (linea tratteggiata)

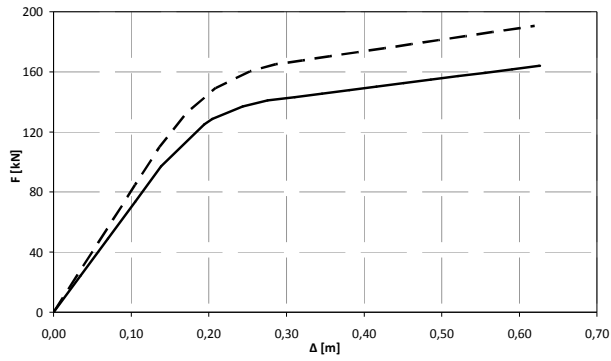


Fig. 6.25 Curve di capacità per il telaio T08, distribuzione principale (linea continua) e distribuzione secondaria (linea tratteggiata)

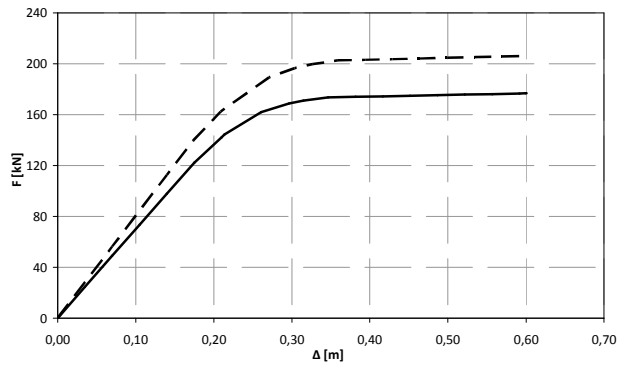


Fig. 6.26 Curve di capacità per il telaio T09, distribuzione principale (linea continua) e distribuzione secondaria (linea tratteggiata)

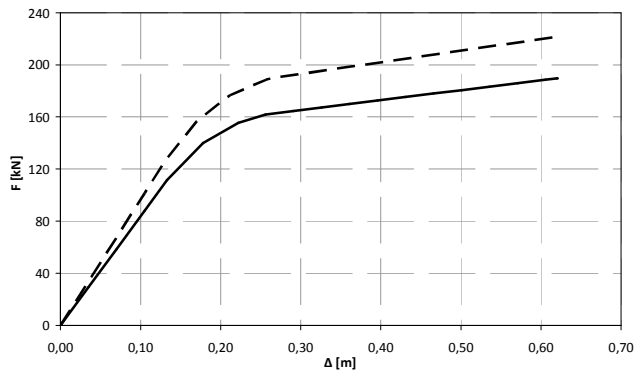


Fig. 6.27 Curve di capacità per il telaio T10, distribuzione principale (linea continua) e distribuzione secondaria (linea tratteggiata)

La curva relativa la distribuzione secondaria, distribuzione delle forze orizzontali proporzionale alle masse (nel caso in esame costante), fornisce valori leggermente maggiori rispetto alla curva relativa alla distribuzione principale, distribuzione triangolare delle forze orizzontali. Qualitativamente le due curve sono molto simili.

In Figura 6.28 è rappresentato un confronto fra le curve di capacità relative a telai pluripiano in legno lamellare realizzati con diverse tipologie di nodi si nota come la forma delle curve richiami quella delle bilatere riferite ai diagrammi $M-\varphi$ dei vari nodi, Figura 6.15.

Il telaio T01 presenta una rigidezza in campo elastico molto bassa, arrivando a un valore di taglio massimo alla base pari circa alla metà del taglio presentato dagli altri giunti. Per questo motivo e poiché i giunti a raggiera T01 sono costituiti da spinotti di diametro elevato (16 mm), non contemplati dalle normative nel caso di costruzioni ad alta o media capacità di dissipazione, il telaio T01 non verrà considerato nelle successive analisi.

I telai T08 e T09 hanno comportamento elastico simile; le due curve si differenziano nella parte plastica. Lo stesso dicasi per i telai T06 e T10 i quali hanno lo stesso ramo elastico e rami plastici quasi paralleli e fortemente incrudenti.

Il telaio T07, nodo incollato, ha un comportamento estremamente rigido ma presenta una rottura precoce dovuta al fatto che giunti incollati non hanno risorse plastiche. In particolare, comparando le curve relative ai telaio T07 e T10, si ha modo di apprezzare la differenza nel comportamento di una struttura realizzata con connessioni fragili (T07) e una realizzata con connessioni duttili (T10). Le due strutture escono dal campo elastico all'incirca nello stesso punto, ma, mentre la T07 non dispone di ulteriori risorse, la T10 può arrivare a un taglio alla base doppio e a uno spostamento massimo circa otto volte maggiore rispetto a quelli di prima plasticizzazione.

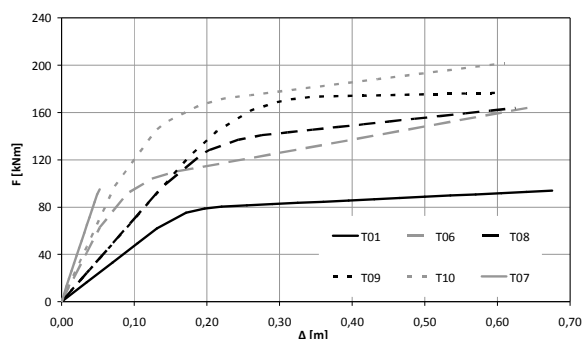


Fig. 6.28 Confronto fra le curve di capacità per la distribuzione principale

6.2.6 Verifiche di spostamento

La verifica è ampiamente soddisfatta per tutti i telai, eccezion fatta per il T07, il quale dispone di uno spostamento ultimo che è circa un terzo dello spostamento richiesto, a conferma della sostanziale differenza fra il comportamento di una struttura dotata di risorse plastiche e il comportamento di una struttura con comportamento fragile. Di seguito saranno elencati i parametri calcolati indispensabili alla verifica di spostamento.

	T06	T07	T08	T09	T10
T [s]	1,17	0,95	1,50	1,50	1,10
ϕ_1	0,43	0,47	0,40	0,40	0,44
ϕ_2	0,76	0,79	0,73	0,73	0,77
ϕ_3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Γ	1,24	1,22	1,26	1,26	1,24

Tab. 6.6 Informazioni modali.

	T06	T07	T08	T09	T10
F_{bu}^* [kN]	132,28	77,71	130,21	140,36	162,98
k^* [kN/m]	1021,76	1852,41	697,30	698,54	1195,41
F_y^* [kN]	108,90	76,41	118,17	136,38	148,01
d_y^* [m]	0,11	0,04	0,17	0,20	0,12

Tab. 6.7 Parametri del sistema linearizzato a 1-gdl - distribuzione principale.

	T06	T07	T08	T09	T10
m^* [ton]	40,24	41,51	39,03	39,03	40,55
T^* [sec]	1,25	0,94	1,49	1,49	1,16
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	3,77	5,00	3,17	3,17	4,07

Tab. 6.8 Accelerazione spettrale per il sistema linearizzato a 1-gdl - distribuzione principale.

	T06	T07	T08	T09	T10
d_u^* [m]	0,52	0,04	0,50	0,48	0,49
d_{max}^* [m]	0,15	0,11	0,18	0,18	0,14
verifica	ok	no	ok	ok	ok

Tab. 6.9 Verifiche di spostamento - distribuzione principale.

In Figura 6.29 sono rappresentate le curve di capacità per i telai di maggiore interesse, si riportano i punti che si riferiscono allo spostamento obiettivo.

Osservando la collocazione dello spostamento obiettivo sulla curva di capacità è possibile affermare che lo spostamento obiettivo si colloca nel caso di:

- telai T08 e T10 all'incirca a metà del ginocchio, di conseguenza verrà attivata solamente una parte delle cerniere plastiche disponibili nel telaio;
- telaio T09 poco distante dalla formazione della prima cerniera plastica;
- telaio T06 verso la fine del ginocchio, quindi verranno attivate buona parte delle cerniere plastiche.

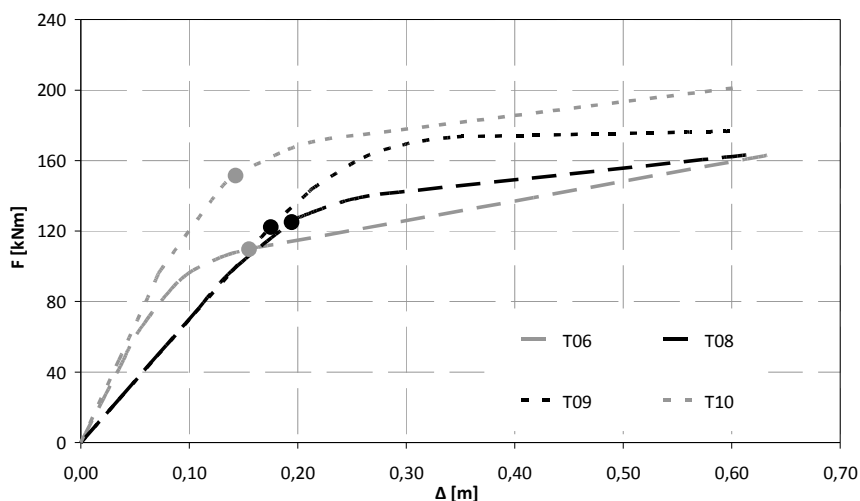


Fig. 6.29 Curve di capacità con indicati gli spostamenti obiettivo, distribuzione principale

Verranno in seguito presentati i risultati delle elaborazioni numeriche e le verifiche di spostamento per telai caricati dalla distribuzione secondaria.

	T06	T07	T08	T09	T10
F_{bu}^* [kN]	153,72	86,12	151,38	163,70	189,27
k^* [kN/m]	1012,86	2098,69	798,34	803,37	1348,84
F_y^* [kN]	129,27	83,63	137,58	158,49	172,06
d_y^* [m]	0,13	0,04	0,17	0,20	0,13

Tab. 6.10 Parametri del sistema linearizzato a 1-gdl - distribuzione secondaria.

	T06	T07	T08	T09	T10
m^* [ton]	40,24	41,51	39,03	39,03	40,55
T^* [sec]	1,25	0,88	1,39	1,38	1,09
$S_e(T^*)$ [m/s^2]	3,76	5,33	3,39	3,40	4,32

Tab. 6.11 Accelerazione spettrale per il sistema linearizzato a 1-gdl - distribuzione secondaria.

	T06	T07	T08	T09	T10
d^*_u [m]	0,52	0,04	0,49	0,47	0,49
d^*_{max} [m]	0,15	0,11	0,17	0,17	0,13
verifica	ok	no	ok	ok	ok

Tab. 6.12 Verifiche di spostamento - distribuzione secondaria.

E' possibile notare come le elaborazioni su telai caricati dalla distribuzione secondaria forniscano risultati paragonabili a quelli relativi a telai caricati dalla distribuzione principale. Le due distribuzioni di carico portano a verifiche di spostamento i cui valori differiscono al massimo del 2%.

6.2.7 Verifiche di resistenza

Nel paragrafo corrente saranno riportate le verifiche di resistenza per gli elementi fragili delle strutture in esame.

In Tabella 6.13 si riportano i valori relativi alle sollecitazioni applicate agli elementi strutturali calcolate per uno spostamento massimo pari alla domanda di spostamento data dal sisma.

	T06	T08	T09	T10
V_{max} [kN]	53,34	57,87	61,92	63,96
M_{max} [kNm]	91,25	108,70	134,16	132,97
N_{max} [kN]	-41,37	-50,29	-57,85	-63,50

Tab. 6.13 Sollecitazioni massime per le travi.

	T06	T08	T09	T10
V_{max} [kN]	44,07	50,16	54,47	60,79
M_{max} [kNm]	132,22	150,47	163,41	182,37
N_{max} [kN]	-189,05	-185,32	-180,75	-183,19

Tab. 6.14 Sollecitazioni massime per le colonne.

Per quanto riguarda l'instabilità flessotorsionale delle travi si ipotizza che questa sia impedita dalla presenza dell'impalcato rigido ($k_{crit,m} = 1$) mentre per quanto riguarda le colonne si calcola $k_{crit,c}$ pari a 0.47.

Si verifica l'instabilità delle colonne secondo la C.N.R. DT206/2007:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad \text{verifica a pressoflessione;}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad \text{verifica a instabilità;}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad \text{verifica a taglio.}$$

Come si evince dalla Tabella 6.15 nel caso di telai T09 e T10 la verifica a pressoflessione delle travi non è soddisfatta. Se nel calcolo delle combinazioni di carico e al momento dell'assunzione dei coefficienti di sicurezza fossero state assunte le indicazioni fornite dal C.N.R. DT206/2007 o dal UNI 1995-1-1:2005 le verifiche sarebbero soddisfatte. Il D.M. 14-01-2008 propone infatti coefficienti più severi rispetto le normative precedenti e le normative europee queste ultime prevedono un γ_m di 1,25 (a fronte di 1,45 previsto dal D.M. 14-01-2008) e un k_{mod} per carichi istantanei di 1,1 (a fronte di 1,0 previsto dal D.M. 14-01-2008).

Presso flessione travi	0,77	0,91	1,13	1,12
Presso flessione - colonne	0,56	0,64	0,69	0,77
Instabilità per carico di punta - colonne	0,72	0,80	0,85	0,93

Tab. 6.15 Verifiche di stabilità

	T06	T08	T09	T10
$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	0,57	0,70	0,80	0,88
$f_{c,0,d}$ [MPa]	16,55			
$\sigma_{m,d}$ [MPa]	12,67	15,10	18,63	18,47
f_{md} [MPa]	16,55			
τ_d [MPa]	1,11	1,21	1,29	1,33
$f_{v,d}$ [MPa]	1,86			
taglio	0,60	0,65	0,69	0,72

Tab. 6.16 Travi; tensioni massime sollecitanti

	T06	T08	T09	T10
$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	1,31	1,29	1,26	1,27
$f_{c,0,d}$ [MPa]	16,55			
$\sigma_{m,d}$ [MPa]	9,18	10,45	11,35	12,66
f_{md} [MPa]	16,55			
τ_d [MPa]	0,46	0,52	0,57	0,63
$f_{v,d}$ [MPa]	1,86			
$\tau_d/f_{v,d}$	0,25	0,28	0,30	0,34

Tab. 6.17 Colonne; tensioni massime sollecitanti

6.2.8 Determinazione del fattore di struttura "q"

In accordo con quanto esposto al Paragrafo 6.12, nota la curva di capacità di una struttura, è possibile stimarne il fattore di struttura tramite l'espressione 6.19, valida per $T > T_C$:

$$q = R_\mu \cdot R_\Omega = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \cdot \frac{F_y}{F_1} \quad (6.19).$$

In Tabella 6.18 e 6.19 sono rappresentati i calcoli relativi ai fattori di struttura per le due distribuzioni di forze orizzontali principale e secondaria. Dei due valori verrà scelto, per ogni telaio, il valore minimo; i fattori di struttura sono quindi rappresentati in Tabella 6.20 e in Figura 6.30.

	T06	T07	T08	T09	T10
Δ_u [mm]	0,52	0,04	0,50	0,48	0,49
Δ_y [mm]	0,11	0,04	0,17	0,20	0,12
R_μ	4,9	1,0	2,9	2,4	4,0
F_y [kN]	108,90	76,41	118,17	136,38	148,01
F_1 [kN]	50,57	74,13	77,13	97,12	78,41
R_Ω	2,2	1,0	1,5	1,4	1,9
q	10,5	1,1	4,5	3,4	7,5

Tab. 6.18 Calcolo dei fattori di struttura per la distribuzione principale.

	T06	T07	T08	T09	T10
Δ_u [mm]	0,52	0,04	0,49	0,47	0,49
Δ_y [mm]	0,13	0,04	0,17	0,20	0,13
R_μ	4,1	1,1	2,9	2,4	3,8
F_y [kN]	129,27	83,63	137,58	158,49	172,06
F_1 [kN]	56,55	77,99	87,33	110,85	87,43
R_Ω	2,3	1,1	1,6	1,4	2,0
q	9,3	1,1	4,5	3,4	7,5

Tab. 6.19 Calcolo dei fattori di struttura per la distribuzione secondaria.

	R_μ	R_Ω	q
T06	4,1	2,3	9,3
T08	2,9	1,5	4,5
T09	2,4	1,4	3,4
T10	4,0	1,9	7,5

Tab. 6.20 Fattori di struttura - valori minimi

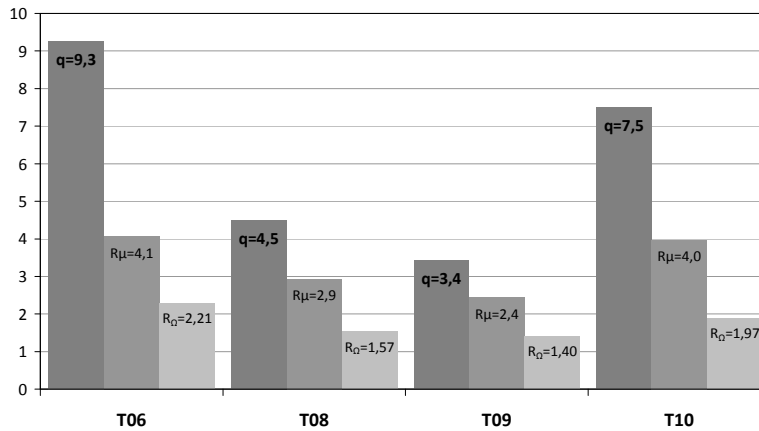


Fig 6.30 Fattori di struttura

I telai costruiti con giunti a barre incollate, telai T06 e T10, presentano fattori di struttura molto elevati, dati da fattori di duttilità dell'ordine di 4,0 e fattori di sovrarresistenza rispettivamente di 2,3 e 1,9. I fattori di duttilità sono molto elevati a causa dell'elevata rigidità del tratto iniziale lineare della curva di capacità, che porta a bassi valori dello spostamento a snervamento Δ_y . Anche i fattori di sovrarresistenza sono molto elevati, si noti che strutture in acciaio o calcestruzzo l'EC8 permette di adottare un valore massimo di 1,6. Fattori di sovrarresistenza elevati possono essere imputati alla precoce formazione della prima cerniera plastica, soprattutto nel caso del telaio T06.

I telai T08 e T09, giunti realizzati tramite spinotti, esibiscono fattori di struttura più bassi, con fattori di duttilità pari, rispettivamente, a 2,9 e 2,4 e fattori di sovrarresistenza di 1,5 e 1,4. Questi ultimi valori, in particolare, sono molto simili al valore 1,3 suggerito dal D.M. 14-01-2008 per telai in acciaio o cemento armato a più piani e più campate.

Il fattore di struttura calcolato per il telaio T08, pari a 4,5, è in sostanziale accordo con il fattore di struttura suggerito dal D.M. 14-01-2008 per la medesima struttura pari a 4. Il D.M. 14-01-2008 prevede infatti che se i collegamenti legno-legno sono realizzati con perni presentanti diametro d non maggiore di 12 mm e uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di 10 d , è possibile classificare il giunto in CD "A" ed utilizzare un fattore di struttura di 4,0.

7. CONCLUSIONI

7.1 Conclusioni e sviluppi futuri

Il comportamento di un nodo ligneo è in gran parte determinato da quello dei connettori metallici utilizzati, il meccanismo resistente e dissipativi sviluppato dal nodo è combinazione dei meccanismi di flessione e formazione di cerniere plastiche nei connettori metallici e rifollamento localizzato del legno. Volendo garantire un comportamento duttile al nodo è necessario evitare rotture fragili; per scongiurare tali modalità di rottura non duttili è indispensabile conoscere con ragionevole precisione la resistenza ultima a trazione dei connettori. Purtroppo le prove sperimentali hanno messo in luce come spesso connettori a gambo cilindrico dichiarati 4.6, quindi con f_u pari a 400 MPa, raggiungano resistenze a trazione superiori anche del 50%. E' quindi necessario garantire, come già avviene per l'acciaio da armatura, sia un limite inferiore che un limite superiore alla resistenza dell'acciaio dei connettori.

La caratterizzazione del comportamento in campo sismico di una connessione fra elementi lignei deve prevedere uno studio analitico del comportamento meccanico del giunto supportato da un'analisi numerico - sperimentale. E' indispensabile l'esecuzione di prove cicliche il cui protocollo di prova va attentamente progettato in funzione dei parametri che si hanno intenzione di ricavare. In generale è possibile ottenere indicazioni sui seguenti parametri: resistenza riferita ad un determinato livello deformativi, rigidità iniziale, posizione del punto di snervamento, resistenza residua, smorzamento equivalente.

La definizione del punto di snervamento è un'operazione problematica a causa dell'eccessiva soggettività della procedura proposta dalla normativa. Osservando la curva carico-scorrimento di una connessione, soprattutto se costituita da un numero elevato di connettori o da connettori altamente ingegnerizzati si noterà un andamento difficilmente approssimabile da una bilatera. In particolare il punto di snervamento è un parametro estrapolato dalla curva carico – spostamento che dipende fortemente dalla definizione formale della bilatera approssimante.

Dalla definizione del punto di snervamento dipendono altri parametri fondamentali per la caratterizzazione di nodi in campo statico e sismico quali la rigidità iniziale e la duttilità. Prendendo in considerazione le diverse tipologie di connessione studiate non è possibile definire in maniera univoca la duttilità di una connessione, definito come il rapporto fra lo scorrimento ultimo e quello a snervamento. La duttilità statica, stimata secondo la definizione proposta dalla EN 12512, in generale, non sembra fornire indicazioni direttamente correlabili alla reale capacità plastica del giunto. Nei casi presi in esame la duttilità statica

dipende essenzialmente dalla rigidità della connessione e non riesce a dare informazioni sulla risposta del giunto in campo sismico.

Si è dimostrato come, su base analitica, seguendo le indicazioni normative, non sia possibile definire il comportamento dei nodi a raggiera in termini di curva momento-rotazione con sufficiente precisione. La definizione della rigidità iniziale del giunto risulta particolarmente problematica a causa della scarsità di indicazioni normative sul calcolo della rigidità delle connessioni: la normativa riporta poche semplici formule inadeguate a cogliere la variabilità dei parametri in gioco.

Per quanto concerne la previsione della resistenza delle connessioni a raggiera, le indicazioni normative e i modelli analitici utilizzati sembrano essere più precisi, ma insufficienti nell'ottica di una progettazione sismica di tipo "moderno", basata sul concetto di gerarchia delle resistenze. Secondo questa filosofia di progettazione, alle connessioni fra elementi lignei è affidato il compito di sviluppare un comportamento dissipativo evitando al contempo rotture fragili negli elementi non duttili, è quindi indispensabile poter stimare i limiti inferiore e superiore della resistenza del nodo. La definizione di un limite superiore risulta complessa, in quanto, le caratteristiche meccaniche del materiale legno sono affette da aleatorietà solo in parte eliminabili attraverso la classificazione degli elementi lignei. In secondo luogo le normative che regolano la produzione dei connettori metallici non prevedono un limite superiore per la resistenza dell'acciaio, a differenza di quanto già avviene per le costruzioni metalliche e di cemento armato.

L'analisi sperimentale delle connessioni a raggiera conferma l'importanza di utilizzare connettori di piccolo diametro in grado di diffondere le azioni e di garantire una buona risposta del nodo in campo sismico. Confrontando il comportamento delle connessioni testate, si nota come l'utilizzo di connettori di diametro maggiore ai 12 mm ha comportato, in alcuni casi, l'instaurarsi di evidenti rotture fragili con una diminuzione dello smorzamento viscoso equivalente e della resistenza residua senza un aumento della resistenza.

Le connessioni con barre incollate hanno mostrato un ottimo comportamento, soprattutto per quanto riguarda la rigidità iniziale, lo smorzamento viscoso equivalente e la resistenza residua; di contro tale tipologia di connessioni risulta di difficile realizzazione in opera.

Lo studio di telai sismoresistenti è stato portato a termine tramite complessi modelli agli elementi finiti, utilizzati per l'esecuzione di analisi statiche non lineari. Tali modelli hanno mostrato un ottimo comportamento sismico, soprattutto alla luce del confronto fra lo spostamento richiesto dal sisma e lo spostamento massimo ammissibile per i telai.

L'analisi agli EF ha permesso inoltre il calcolo dei fattori di struttura relativi a telai realizzati mediante diverse tipologie di connessione, nel caso del telaio T08, connessioni realizzate tramite spinotti $\varnothing 12$, il fattore di struttura calcolato è in sostanziale accordo con le indicazioni normative. I telai con connessioni a barre incollate hanno fornito fattori di struttura sono molto elevati, pari circa al doppio il valore massimo permesso da normativa, a causa del comportamento iniziale molto rigido della curva di capacità e della precoce formazione della prima cerniera plastica.

Lo studio portato a termine conferma la possibilità di realizzare nella pratica costruttiva telai a tre – quattro impalcati sismoresistenti mediante elementi continui in legno lamellare giuntati tramite connessioni metalliche.

Le analisi numerico – sperimentali sono state condotte nell'ipotesi che l'azione data dal momento sul singolo connettore sia preponderante rispetto quella causata da taglio ed azioni normali. Ulteriori studi numerico – sperimentali dovranno essere condotti su telai completi, caricati secondo combinazioni di $M - V - N$ realistiche; le cerniere plastiche saranno quindi definite secondo un dominio di interazione momento – taglio – sforzo assiale.

Taglio e azioni normali potrebbero aggravare i problemi di splitting ovvero rotture fragili localizzate nell'area del nodo per azione combinata di taglio e trazione ortogonale la fibratura. I nodi a momento oggetto dell'indagine analitica, numerica e sperimentale sono nodi assemblati mediante connessioni legno-legno realizzate tramite connettori a gambo cilindrico; non è stata prevista alcuna tipologia di rinforzo in grado di scongiurare problemi di splitting. In una seconda fase di ricerca sarà opportuno prevedere ulteriori indagini in grado di analizzare il comportamento di nodi rinforzati tramite sistemi di rinforzo quali viti tuttofiletto o fogli di compensato strutturale incollati sulle facce degli elementi lignei.

Le indicazioni normative per il calcolo della rigidezza delle connessioni si sono dimostrate inadeguate; la possibilità di calcolare in modo sufficientemente preciso la rigidezza delle connessioni è indispensabile nello studio del comportamento dei telai. Il periodo del primo modo di vibrare, indispensabile per la definizione dell'accelerazione massima spettrale di progetto e quindi delle sollecitazioni sismiche di progetto, è proporzionale alla rigidezza della struttura che a sua volta dipende in larga parte dalla rigidezza delle connessioni fra gli elementi che la compongono. Sarebbe quindi opportuno eseguire prove cicliche su semplici connessioni legno-legno a due piani di taglio, costituite da uno o due connettori, in cui la fibratura dei due elementi lignei esterni sia ruotata di 90° rispetto alla fibratura dell'elemento ligneo centrale. Le prove dovrebbero

prevedere che la forza di taglio agisca secondo diverse inclinazioni rispetto la fibratura dell'elemento centrale in modo tale da comprendere la variazione della rigidità della connessione semplice che andrà a formare il nodo complesso resistente a momento. Sulla base di tali prove sarebbe possibile, attraverso il modello analitico elaborato nel presente lavoro di tesi, prevedere la curva momento-rotazione dell'intera connessione in maniera più precisa.

I risultati esposti sono validi per la tipologia di connessione studiata, nodi a raggiera. Tali risultati potranno essere estesi, a seguito di ulteriori analisi numerico – sperimentali, a configurazioni geometriche simili caratterizzate da un numero variabile di connettori e diametro dei connettori variabile. Si auspica la possibilità di progettare, studiare e realizzare tipologie di nodi resistenti a momento realizzati tramite connettori metallici altamente ingegnerizzati in grado di conferire ai giunti rigidità resistenza e capacità dissipative superiori a quelle esibite dai nodi tema della presente tesi realizzati mediante connettori metallici a gambo cilindrico.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Amadori A., (2009), *Caratterizzazione del comportamento ciclico di giunti semirigidi per strutture lignee. Indagine numerico - sperimentale*. Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile, A.A. 2007/2008

Andreolli M., (2005) *Indagine teorico-sperimentale su giunti a comportamento ultimo duttile nelle strutture in legno*. Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea in Ingegneria Civile, A.A. 2004/2005

Angeli A. (2004), *Indagine sperimentale su elementi lignei a comportamento ultimo duttile o pseudo-duttile*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea in Ingegneria Civile, A.A. 2003/2004

Ballerini M., Piazza M. and Zanon P., (1994), *Static and Cyclic Behaviour of Glued Joints in Timber*, in 'PTEC 94', Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Gold Coast, Australia, 2, 811-818

Bejtka I. and Blaß H.J., (2002), *Joints with inclined screws*, Proceedings from Meeting Thirty-five of the International Council for Building Research Studies and Documentation Working Commission W18 - Timber Structure, Kyoto, Japan, edited by Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe, Germany

Blass H.J., (1994), *Variation of load-slip behaviour in nailed joints parallel to the grain*. Forest Products Journal, Vol. 44 (1), 15-20

Blass H.J., (1994), *Variation of load-slip behaviour in nailed joints perpendicular to the grain*. Forest Products Journal, Vol. 44 (2), 30-34

Blass H.J., (1994), *Characteristic strength of nailed joints*, Forest Products Journal, Vol. 44 (4) 33-39

Blass H.J. and Schmidt M., (2001), *Self-tapping screws as reinforcement perpendicular to the grain in timber connections*, RILEM Symposium on Joints in Timber Structures, Stuttgart, Germany, 163-172

- Bouchair A., Racher P. and Bocquet J. F., (2007), *Analysis of dowelled timber to timber moment-resisting joints*, Materials and Structures, 40(10), 1127–1141
- Buchanan A. H. and Deng X. J., (1996), *Strength of Epoxied Steel Rods in Glulam Timber*, International World Engineering Conference I.W.E.C., New Orleans, Louisiana, USA, vol. 4, 488-495
- Buchanan A. H. and Fairweather R. H., (1992), *Epoxied Moment-Resisting Connections for Timber Buildings*, Proceedings of the International Workshop on Wood Connectors, Las Vegas, Nevada, U.S.A., 107-113
- Buchanan A. H. and Fairweather R. H., (1993), *Seismic Design of Glulam structures*, Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering, Vol 26, No.4
- Callegari E., (2010), *Caratterizzazione del comportamento di telai sismoresistenti in legno lamellare*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile, A.A. 2009/2010
- Calvi G.M. and Sullivan T.J., (2009), *A model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italia
- Chopra A.K., (1995), *Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA
- Chopra A.K., (2007) *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA
- Ceccotti A., (1995), *Timber connection under seismic action*, Lecture C17, Timber Engineering, Step 1/Eurofortec, Centrum Hout, Almere
- Ceccotti A., Follesa M. and Lauriola M. P., (2005), *Le strutture di legno in zona sismica. Criteri e regole per la progettazione ed il restauro*, EDIZIONI CLUT, Torino
- Ceccotti A. and Vignoli A., (1990), *Engineered Timber Structures. An Evaluation of Their Seismic Behaviour*, International Engineering Timber Conference, Tokyo

CEN, (1991), *EN 26891, Joints made with mechanical fasteners. General principles for the determination of strength and deformation characteristics*, Office for Official Publications of the European Communities, Bruxelles, Belgium

CEN, (1997), *EN 1193 – Structural timber – Structural and glued laminated timber – determination of additional physical and mechanical properties*, Office for Official Publications of the European Communities, Bruxelles, Belgium

CEN, (2004), *Eurocode 5 Standard EN 1995-1-1. Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*, Office for Official Publications of the European Communities, Bruxelles, Belgium

CEN, (2004), *Eurocode 8 Standard EN 1998-1. Design of structures for earthquake resistance - Part 1 General rules seismic actions and rules for buildings*, Office for Official Publications of the European Communities, Bruxelles, Belgium

CEN, (2005), *EN 12512, Timber structures. Test methods. Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners*, Office for Official Publications of the European Communities, Bruxelles, Belgium

CEN, (2005), *EN 1993-1-8 Eurocode. Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints*, Office for Official Publications of the European Communities, Bruxelles, Belgium

Chui Y. H. and Li Y., (2005), *Modelling Timber Moment Connection under Reversed Cyclic Loading*, J. Struct. Eng., ASCE, 131(11), 1757–1763

C.N.R., (2007), *DT206/2007, Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture di legno*. Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma, Italia

Crosatti A., (2007), *Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno – legno con viti autoforanti inclinate ed elementi di superficie*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea in Ingegneria Civile, A.A. 2006/2007

Del Senno M., Piazza M. and Tomasi R., (2004), *Axial glued-in steel timber joints – experimental and numerical analysis*, Holz als Roh- und Werkstoff, vol.62, 137-146

DIN (2004), *DIN 1052:2004, Design of timber structures. General rules and rules for buildings*, Deutsches Institut für Normung, Germany

D.M., (2008), *14-01-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - Gazzetta ufficiale della Repubblica Italiana*, 04/02/2008 n. 29

Dolan. J. D., (1995), *Cyclic lateral dowel connection tests for seismic and wind evaluation*. Proceedings of the International Council for Building Research Studies and Documentation, Working Commission W18-Timber Structures, Meeting Twenty-Eight, Copenhagen, Denmark

Foliente G. C., (1997), *Earthquake Performance and Safety of Timber Structures*, Forest Products Society, Madison WI, U.S.A.

Foschi R. O., (1974), *Load-slip characteristic of Nails*, Wood Science, 7(1), 69-76

Foschi R. O. and Bonac T., (1976), *Load-Slip Characteristic for Connections with Common Nails*, Wood Science, 9(3) 118-123

Gehri E., (2001), *Ductile behaviour and group effect of glued-in steel rods*, RILEM Symposium on Joints in Timber Structures, Stuttgart, Germany, 333-342

Giordano G., Ceccotti A., Uzielli L., (1999), *Tecnica delle costruzioni in legno*, Ulrico Hoepli Editore, Milano

Haller P., (1998), *Progress in timber joint development and modelling*, Proceedings of the 5th World Conference on Timber Engineering, August 17-20 1998, Montreux, Switzerland, Vol. 1, 337 – 344

Heine C.P, (2001), *Simulated Response of Degrading Hysteretic Joints With Slack Behavior*, Wood Science and Forest Products, PhD Dissertation VirginiaTech

Heine C. P. and J. D. Dolan, (2001), *A New Model to Predict the Load-Slip Relationship of Bolted Connections in Timber*, Wood and Fiber Science, 33(4), 534-549

Jaspart J.P., (2000), *General report: session on connections*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 55, 69-89

Johansen K.W., (1949), *Theory of Timber Connections*, IABSE - International Association of Bridge and Structural Engineering, Bern, Publication No. 9, 249–262

Jorissen A., (1999), *Double Shear Timber Connections with Dowel Type Fasteners*, HERON, Technische Universiteit Delft, Vol. 44, No. 3

Karacabeyli E. and Popovski M., (2003), *Design for Earthquake resistance*, in Timber engineering edited by S. Thelandersson, H.J. Larsen, Wiley and Sons, New York, NY

Kevarinmäki A., (2002), *Joints with inclined screws*, Proceedings from Meeting Thirty-five of the International Council for Building Research Studies and Documentation, CIB, Working Commission W18 - Timber Structure, Kyoto, Japan

Kreuzinger H., (1995), *Mechanically jointed beams and columns*, Lecture B11, Timber Engineering, Step 1/Eurofortec, Centrum Hout, Almere

Krueger G. P. and Eddy F.M. Jr., (1974), *Ultimate-strength design of reinforced timber: Moment-rotation characteristics*, Wood Science, 6(4), 330-344.

Larsen H.J. and Jensen J.L., (2000), *Influence of semirigidity of joints on the behaviour of timber structures*, Prog. Struct. Eng. Mater., 2(3), 267–277

Leijten A. J. M., (1996), *Explanation of the translational and rotational behaviour of prestressed moment timber joints* Proceedings of the International Council for Building Research Studies and Documentation, Working Commission W18-Timber Structures, CIB-W18/29-7-5 Univ. of Karlsruhe, Karlsruhe, Germany

Loss C., (2007), *Il Direct Displacement Based Design Applicato a strutture di legno intelaiate Analisi numerico - probabilistica per la calibrazione di una metodologia di calcolo*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile, A.A. 2006/2007

Malatesta A., (2007), *Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno – legno con elementi a gambo cilindrico*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea in Ingegneria Civile, A.A. 2006/2007

Moretton M., (2010), *Sul comportamento meccanico di collegamenti a scomparsa per strutture in legno. Indagine numerico - sperimentale*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile, A.A. 2009/2010

Parisi M.A. and Piazza M., (2002), Traditional timber joints i seismic areas: cyclic behaviour, numerical modelling, normative requirements, *European Earthquake Engineering*, Vol 1, 40-49

Petrini L., Pinho R. and Calvi G.M., (2004), *Criteri di progettazione Antisismica degli Edifici*, IUSS Press, Pavia

Piazza M. and Bernardi A., (1998), *Collegamenti a taglio mediante barre di acciaio incollate tra elementi di legno soggetti a carichi ciclici*, Collana Scientifica DIMS, Università di Trento, Trento

Piazza M, Parisi M.A, and Tomasi R., (2009) *Ductile design of glued-laminated timber beams*, Practice Periodical of Structural Design and Construction, ASCE, Vol. 14, No. 3, 113-122

Piazza M., Tomasi, R. and Crosatti A., (2009), *Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno-legno con elementi a gambo cilindrico ed elementi di superficie*, Collana Scientifica Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale, Rapporto n. 31, Gennaio 2009

Piazza M., Tomasi R. and Modena R., (2005), *Strutture in legno*, Ulrico Hoepli Editore, Milano, Italia

Polastri A., Tomasi R., Piazza M. and Smith I., (2008), *Ductility of Moment Resisting Dowelled Connections in Heavy Timber Structures*, Proceedings of the 41th Meeting, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 – Timber Structures, CIB-W18/41-7-3, St. Andrews, Canada

Polastri A., Tomasi R., Piazza M. and Smith I., (2009), *Moment resisting dowelled joints in timber structures: mechanical behaviour under cyclic deformation tests*, Proceeding of International Symposium on Timber Structure, 25-27 June 2009, Istanbul, Turkey, T.C. Haliç Üniversitesi, Istanbul: 187-198

Popovski M., Prion H.G.L. and Karacabeyli E., (2002), *Seismic performance of connections in heavy timber construction*, Can. J. Civ. Eng. 29:389-399, Canada

Pristley M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky M.J., (2007), *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italia

Racher P., (1995), Mechanical timber joint, Lecture C1, Timber Engineering, Step 1/Eurofortec, Centrum Hout, Almere

Racher P., (1995), Moment resisting connection, Lecture C16, Timber Engineering, Step 1/Eurofortec, Centrum Hout, Almere

Sartori T., (2008), *Comportamento dissipativo di giunti a completo ripristino nelle strutture di legno. Analisi numerico-sperimentale per l'applicazione alla progettazione sismica DDBD*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, A.A. 2007/2008

Smith I., Craft S.T. and Quenneville P., (2000), *Design capacities of joints with laterally loaded nails*, Can. J. Civ. Eng. 28:282-290, Canada

Smith I., Landis E. and Gong M., (2003), *Fracture and fatigue in wood*, Wiley, Chichester

Smith I., Whale L. R. J. and Hilson B. O., (1988), *An integrated approach to modeling load-slip behaviour of timber joints with dowel type fasteners*, Proceedings of an International Conference on Timber Engineering, Seattle, Vol. 2, 285-293

Stehn L. and Johansson H., (2000), *Engineering ductility assessment for a nailed slotted-in steel connection in glulam*, Proceedings of the 33th Meeting, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 – Timber Structures, CIB-W18/33-7-4, Delft, Netherlands

Stehn L. and Johansson H., (2002), *Ductility Aspects in Nailed Glue Laminated Timber Connection Design*, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, 382-389

Thelandersson S. and H.J. Larsen, (2003), *Timber engineering*, Wiley and Sons, New York, NY

Tomasi R., Piazza M., Angeli A. and Mores M., (2006), *A new ductile approach design of joints assembled with screw connectors*, Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, Portland, USA

Tomasi R., Zandonini R., Piazza M. and Andreolli M., (2008), *Ductile End Connections for Glulam Beams*, Structural Engineering International, IABSE, Vol. 18, No. 3, 290-296

Yasumura M., (1998). *Mechanical properties of dowel type joints under reversed cyclic lateral loading*, Proceedings of the 31th Meeting, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 – Timber Structures, CIB-W18/31-7-1, Savonlinna, Finland