

# 螺栓排数和自攻螺钉对木梁柱节点 抗侧力性能的影响

何敏娟<sup>1</sup>, 赵 艺<sup>1</sup>, 高承勇<sup>2</sup>, 张家华<sup>2</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 上海现代建筑设计(集团)有限公司, 上海 200092)

**摘要:** 通过 4 组梁柱节点在单调和往复加载下的抗侧力试验, 得到了各组节点的破坏模式、弯矩-转角曲线、滞回曲线、强度、刚度、延性及耗能性能, 研究了不同螺栓排数和自攻螺钉加强对节点抗侧力性能的影响。结果表明, 普通节点中裂缝出现早, 开展迅速; 增加螺栓排数可提高节点的强度和延性, 其中强度提高更明显; 自攻螺钉加强可明显减轻和延缓木材的开裂, 提升节点的延性和抗震性能。

**关键词:** 节点抗侧力; 螺栓排数; 自攻螺钉; 劈裂; 延性  
**中图分类号:** TU366.2 **文献标志码:** A

## Effect of Bolt Row and Self-tapping Screw Reinforcement on Lateral Performance of Bolted Timber Connection

HE Minjuan<sup>1</sup>, ZHAO Yi<sup>1</sup>, GAO Chengyong<sup>2</sup>,  
ZHANG Jiahua<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Xian Dai Architectural Design (Group) Co. Ltd., Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Four groups of experimental tests were conducted with T-shaped beam-to-column connections under monotonic and reversed cyclic loading. The failure modes, moment-rotation curves, moment capacity, ductility and energy dissipation properties were obtained, and the effect of bolt row and self-tapping screw reinforcement on the lateral performance of the connection were studied. The results show that the cracks on traditional bolted connections occur early with rapid development. The strength and ductility, especially the strength, increases with the increase of bolt row. The self-tapping screw reduces and delays wood splitting, which enhances the ductility and seismic performance of the connections.

**Key words:** lateral performance; bolt row; self-tapping

screw; splitting; ductility

螺栓连接是现代梁柱式木结构中应用最广泛的连接形式, 具有安装简单及传力明确等优点。当节点发生延性破坏时, 根据 Johansen<sup>[1]</sup> 提出的欧洲屈服模型, 螺栓连接节点的承载力主要由木材的销槽承压强度和螺杆的抗弯承载力决定。然而木材的劈裂破坏具有明显的脆性特征, 当螺栓短粗时木纤维中的“楔入效应”<sup>[2]</sup> 更加明显。因此木结构体系中, 绝大多数梁柱结构在侧向力作用下, 由于木材存在横纹受拉和顺纹受剪这两个薄弱环节<sup>[3]</sup>, 节点强度和延性很大程度上受顺纹劈裂或列剪切等脆性破坏的影响, 处于较低的承载力水平<sup>[4]</sup>, 直接导致结构体系的破坏。当承受地震作用时, 节点的延性和耗能能力尤为重要, 它们通常因为不能承受设计时所没有考虑到的弯矩而更容易发生突然的脆性破坏。目前, 改善节点延性最简单可靠的方法就是采用大量小直径的螺栓, 数量多可提供足够的承压面, 直径小意味着更容易变形耗能<sup>[5]</sup>。

节点的构造和性能是梁柱式木结构抗侧力性能的关键, 对其改进与加强成为梁柱式木结构抗侧性能研究的一个重点。目前, 国外针对螺栓连接节点抗劈裂性能改进的方案包括在节点区采用木基材料<sup>[6]</sup>、纤维材料<sup>[7-8]</sup>或金属材料<sup>[9]</sup>等贴层加强以及采用自攻螺钉加强<sup>[3,10]</sup>等, 但尚缺乏相关领域的研究数据。因此, 为了进一步了解梁柱式木结构的节点性能, 本文以 4 组梁柱节点的抗侧力试验为基础, 开展了不同排数的小直径螺栓对节点受力性能影响和国产自攻螺钉加强对节点抗侧力性能改进的研究, 为其设计和应用提供参考。

收稿日期: 2014-06-19

基金项目: 国家自然科学基金(51378382)

第一作者: 何敏娟(1963—), 女, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构和木结构。E-mail: hemj@tongji.edu.cn

通讯作者: 赵 艺(1987—), 男, 工学博士, 主要研究方向为木结构。E-mail: zhaoy0860@126.com

件两侧垂直木纹方向和螺栓轴向打入。

## 1 试验概况

### 1.1 试验材料与试件

试验主要材料包括胶合木、螺栓、钢插板和自攻螺钉等。木构件由北美云杉-松-冷杉的规格材胶合而成,按我国《木结构设计规范》<sup>[11]</sup>,该规格材的材质等级为 III<sub>c</sub>。木梁截面尺寸均为 280 mm×180 mm,长 850 mm;木柱截面尺寸均为 280 mm×230 mm,长 1 200 mm;木构件开槽宽 12 mm。木构件的平均含水率为 14.76%,平均气干密度为 391.85 kg·m<sup>-3</sup>。螺栓采用 6.8 级、M14 的普通螺栓,中部无螺纹。钢板厚 10 mm,材质等级为 Q235B。木构件和钢板上的螺栓孔直径均为 16 mm。国产自攻螺钉(图 1)直径 8 mm、长 130 mm,螺纹段长 85 mm,从木构



图 1 自攻螺钉

Fig.1 Self-tapping screw

试验选取常用的 T 型梁柱节点作为研究对象,20 个试件分为 4 组(图 2):N2 组、N3 组、S2 组和 S3 组,每组 5 个,3 个用于单调加载(编号 M),2 个用于往复加载(编号 C)。构件编号含义为:N 表示普通节点,S 表示自攻螺钉加强节点;数字 2 和 3 分别表示梁上螺栓排数为 2 排和 3 排(例如 NM2 表示梁上螺栓排数为 2 排的普通节点,用于单调加载)。自攻螺钉的定位尺寸如图 3 所示,钢插板的尺寸如图 4 所示。

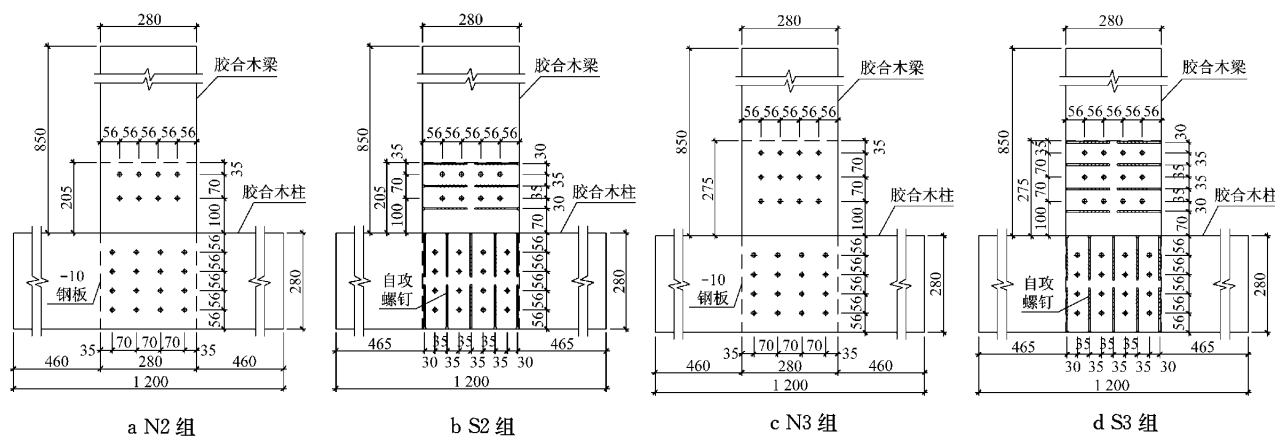


图 2 节点尺寸与分组(单位:mm)

Fig.2 Construction detail and grouping of the connection (unit: mm)

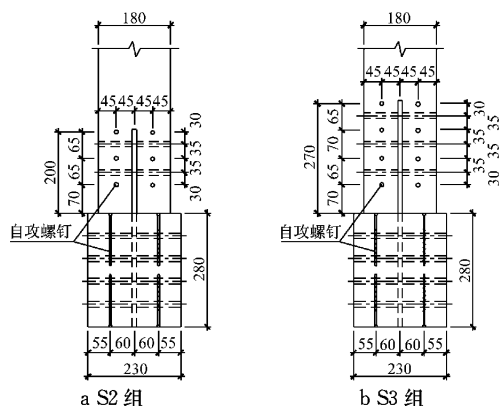


图 3 自攻螺钉定位尺寸(单位:mm)

Fig.3 Location dimension of self-tapping screws (unit: mm)

### 1.2 试验设备与加载制度

加载装置为双通道电液伺服加载系统,水平作动器变形范围为±250 mm,能够施加的最大荷载为

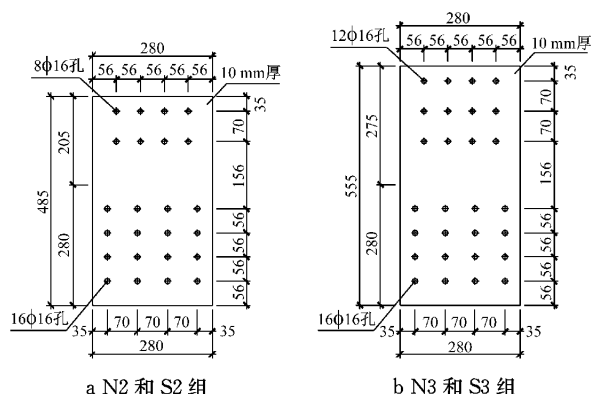


图 4 钢插板尺寸(单位:mm)

Fig.4 Construction detail of steel plate (unit: mm)

±300 kN。为便于加载,将木柱水平固定于加载梁上,通过作动器在梁端施加水平荷载。木梁相对木柱的转角通过设置在木梁侧面不同高度处的位移计(LVDT)采集的水平位移计算得到,其中 1 号位移

计位于加载点高度处;2,3号位移计位于木梁螺栓群形心处,并布置在钢板两侧取平均值.钢板侧面也采用同样的方法,在对应最上和最下排螺栓高度处分别放置4号和5号位移计,用来计算钢插板相对木柱的转角.6号位移计位于木柱端部,用于监测节点的整体位移.加载装置和测点布置如图5所示.假定转动中心位于木柱螺栓群形心处,节点所承受的弯矩和转角分别按公式(1),(2)进行计算,最终得到构件的弯矩-转角曲线.

$$M = F(H + 0.280/2) \quad (1)$$

式中: $M$ 为弯矩; $F$ 为加载头施加的水平力; $H$ 为测点1到木梁端部的高度(图5).

$$\theta = \tan^{-1} \frac{S_1 - (S_2 + S_3)/2}{H - 0.135(0.170)} \frac{180}{\pi} \quad (2)$$

式中: $S_1, S_2, S_3$ 分别为1,2,3号位移计的水平位移;0.135用于两排螺栓,0.170用于3排螺栓.

根据美国规范 ASTM D1761<sup>[12]</sup>和 ASTM E2126<sup>[13]</sup>,单调和往复加载均采用位移控制.对于单调加载,分为预加载和正式加载,加载速率恒定为  $5 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ .对于往复加载,根据 ASTM E2126 方法 C 给出的 CUREE (Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering) 加载制度(图6),其相对位移  $\Delta$  为单调加载中极限位移  $\Delta_{\text{failure}}$  的 60%. 往复加载首先是 6 个位移幅值为  $0.05\Delta$  的初始循环,然后是第一个主循环,其位移幅值为  $0.075\Delta$ ,接下来主循环位移幅值依次为  $0.1\Delta, 0.2\Delta, 0.3\Delta, 0.4\Delta, 0.7\Delta, 1.0\Delta, 1.5\Delta$ ,直至主循环的位移幅值达到  $2.0\Delta$ ,每个主循环后紧跟若干个次循环,其位移幅值为相应主循环的 75%.

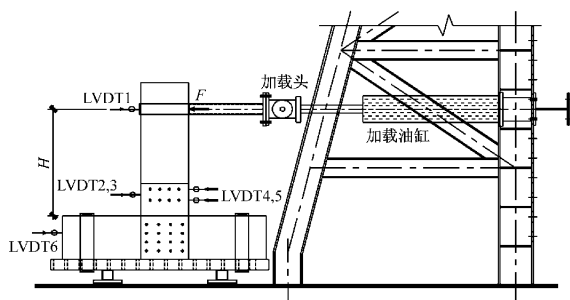


图5 加载装置与测点布置示意图

Fig.5 Test setup and layout of LVDT

## 2 试验现象和破坏机理

单调加载时,各组节点的开裂情况如图7所示.普通节点的木材首先从螺栓孔附近开裂,随变形加大沿木纹向木梁与柱接触端逐渐扩展,然后再反向

扩展.最终,普通节点由横纹受拉和顺纹受剪共同作用导致的裂缝主要为顺纹劈裂,伴随少量的列剪切破坏模式.另外,与 NM2 组节点相比, NM3 组节点在木梁翘起侧,最上部螺栓处还呈现出沿横截面方向受弯断裂的破坏趋势(图7b).自攻螺钉加强的两组节点的裂缝宽度减小、发展也十分缓慢,主要为外侧螺栓至木梁与柱接触端的顺纹劈裂,裂缝反方向的扩展不明显,木材易开裂的现象得到明显改善.

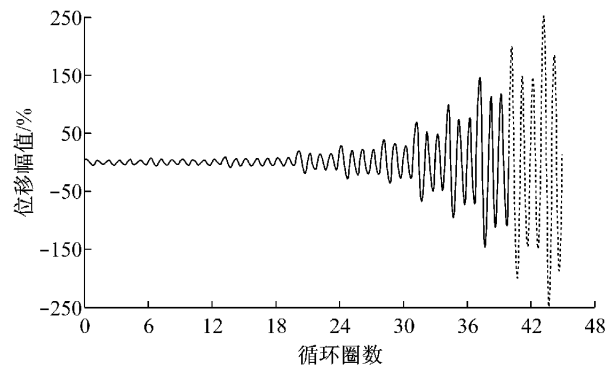


图6 CUREE加载制度

Fig.6 CUREE protocol for reversed cyclic loading test

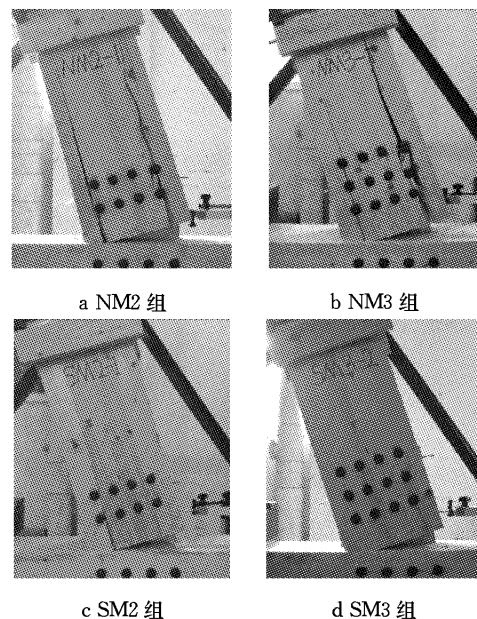


图7 单调加载开裂情况对比

Fig.7 Failure modes in monotonic tests

拆开构件后可以发现(图8):各组节点木梁上的螺栓出现了明显的弯曲变形,在与钢板的承压处出现了一个塑性铰,塑性铰以外的部分基本刚直,可认为其出现了“一铰屈服”的破坏模式.同时由于螺栓的弯曲变形,孔洞周围的木材出现了承压破坏.但应注意到,木梁左右两侧螺栓的弯曲程度和销槽的承压破坏程度并不相同,翘起侧的破坏更加明显,因为

在挤压侧,梁柱之间的承压分担了部分荷载。

各组节点在往复加载时,与对应单调加载的节点相比,破坏更加严重,同时螺栓的弯曲程度与销槽的承压破坏在木梁两侧都相差不大(图 9a)。与 NM3 组相比,NC3 组节点最上排螺栓处均出现了更加明显的沿横截面受弯断裂的现象(图 9c),这点与 NC2 组节点相比大不相同,主要原因是 3 排螺栓对节点区的约束作用明显增强,极限承载力得到提高的同时,木梁承受了较高的弯曲应力。两组自攻螺钉加强节点在外侧螺栓至木梁端部主要为顺纹劈裂,在两

排螺栓之间以列剪切破坏为主,这与单调加载有所不同。与 NC3 组相比,SC3 组节点的破坏程度得到明显改善,没有出现净截面受弯断裂的现象。

从图 10 可以看出,靠近端部的自攻螺钉由于受力较大,有明显压入木材的趋势;自攻螺钉自身几乎没有变形,主要原因在于其长细比相对较小,且离螺栓的距离相对较远,在构件变形较大时才开始逐渐发挥作用。

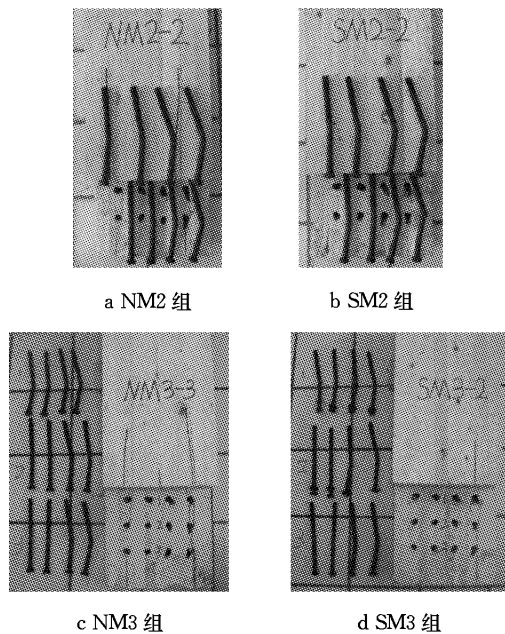


图 8 单调加载螺栓与销槽变形图  
Fig.8 Deformation of bolts and timber

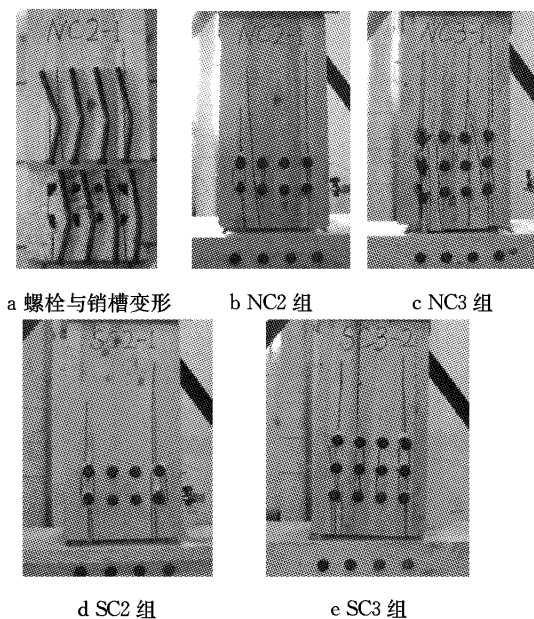


图 9 往复加载破坏模式图

Fig.9 Failure modes in reversed cyclic loading tests

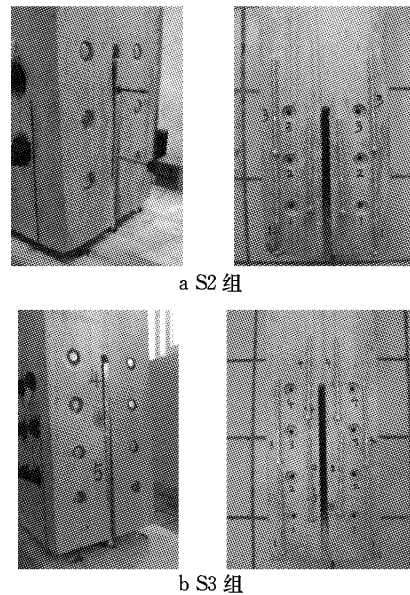
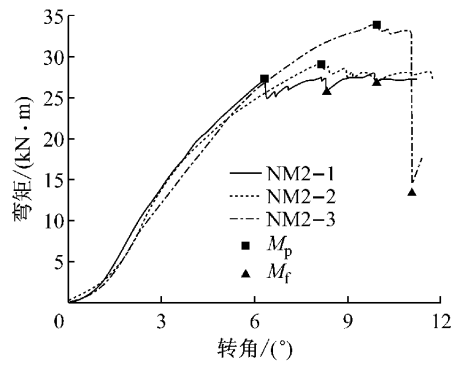


图 10 自攻螺钉变形图

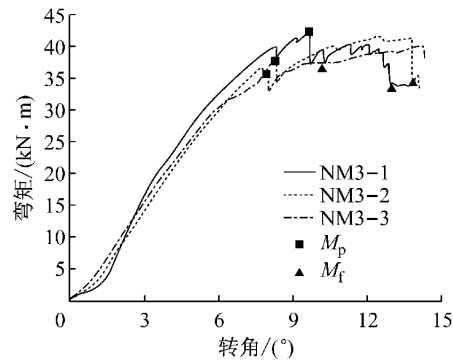
Fig.10 Deformation of self-tapping screws

### 3 单调加载试验结果及分析

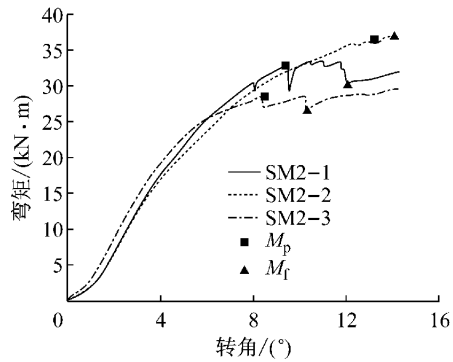
各组节点单调加载的弯矩-转角曲线如图 11 所示。从图 11 可以看出,各组试验结果的误差均小于 10%,具有足够的可信度,因此给出 4 组节点的平均弯矩-转角关系曲线进行对比说明(图 12)。将曲线上荷载第一次出现明显下降时的点(对应外侧螺栓处第一条裂缝贯通的时刻)定义为极限弯矩  $M_p$ ,相应的转角记为  $\theta_p$ ;曲线上荷载第二次出现明显下降时的点(承载力下降到极限承载力的 80%或外侧螺栓处第二条裂缝贯通的时刻)定义为破坏弯矩  $M_t$ ,相应的转角记为  $\theta_t$ 。SM3 组节点的 3 根试件均未出现明显破坏,仍具有继续承载的能力,因此为便于对比,取 NM3 组节点的  $\theta_p$  作为 SM3 组的极限变形,对应的力矩为  $M_p$ 。由于曲线中没有明显的直线变化段,所以根据 Yasumura & Kawai(Y&K)方法的原理(图 13)<sup>[14]</sup>,节点的弹性刚度  $K_e$ 、塑性刚度  $K_p$ 、有效刚度  $K_f$  和延性系数  $\mu$  可分别按公式(3)~(6)进



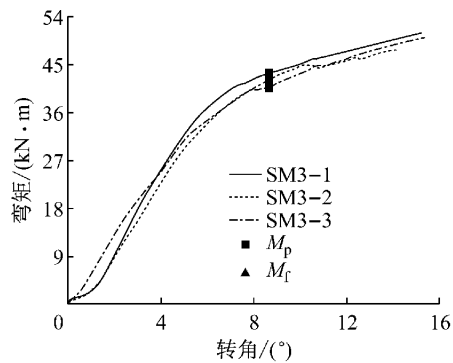
a NM2 组



b NM3 组



c SM2 组



d SM3 组

图 11 各组节点单调加载弯矩-转角曲线对比  
Fig.11 Moment-rotation in monotonic tests

行计算,屈服点对应的弯矩定义为  $M_y$ ,相应的转角记为  $\theta_y$ .根据相关文献,Y&K 方法得出的节点刚度和屈服点的位置都较合理<sup>[15]</sup>.根据图 13 的原理,

计算得到 4 组节点单调加载参数的结果(表 1),数据均为每组试验中 3 个试件结果的平均值.

$$K_e = \frac{M_{40\%} - M_{10\%}}{\theta_{40\%} - \theta_{10\%}} \quad (3)$$

$$K_p = \frac{M_{90\%} - M_{40\%}}{\theta_{90\%} - \theta_{40\%}} \quad (4)$$

$$K_t = \frac{M_p}{\theta_p} \quad (5)$$

$$\mu = \frac{\theta_t}{\theta_y} \quad (6)$$

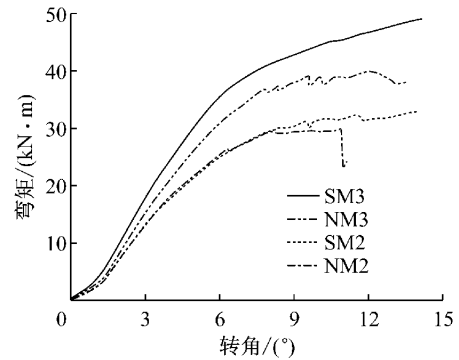


图 12 单调加载平均弯矩-转角曲线对比  
Fig.12 Average moment-rotation curves under monotonic tests

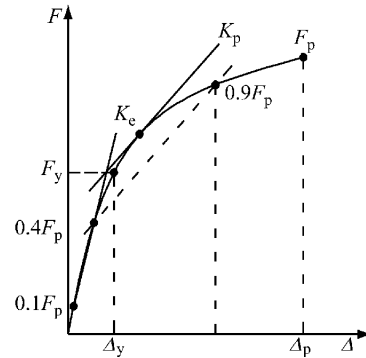


图 13 Y&K 方法计算刚度和延性参数原理示意图  
Fig.13 Y&K method for estimation of yield point

从图 11 和图 12 可以看出,普通节点承载力随裂缝的出现和扩展逐渐衰退,整体上由于采用了大量小直径的螺栓表现出一定的延性特征;但是由于横纹拉应力和顺纹剪应力导致裂缝过早出现,普通节点的强度和延性很大程度上受其影响难以进一步提高.自攻螺钉加强后的节点在受力初期作用并不明显,但随位移加大节点劈裂破坏的现象减轻,极限承载力没有出现明显下降,甚至仍保持缓慢增长的趋势,后期承载力和延性得到明显提升.自攻螺钉加强主要通过有效传递木纤维中的横纹拉应力和抵抗顺纹剪应力来减轻和延缓开裂,达到提高延性的目的;并且随变形的加大,自攻螺钉可以提高木材的销

槽承压强度,并使螺栓强度得到充分发挥,从而提高后期强度,因此其加强作用在大变形时得到了明显的体现.但是应该注意到,本文采用的自攻螺钉在端部没有螺纹,因此一定程度上会减弱其限制开裂的加强作用,使裂缝倾向于出现在木构件对应自攻螺钉无螺纹处.

总体上,从表1中各组试件参数计算结果的对比可以看出:各组节点都有较强的变形能力;增加螺栓数量,节点各方面的特性都得到了提升,尤其是在强度的改进上最为明显;自攻螺钉加强对刚度的提升作用有限,因为本文中的自攻螺钉打入位置离螺

栓相对较远,无法有效克服孔洞间隙导致初始滑移这种弊端,而节点的延性和破坏弯矩都得到了明显的提升,在承载力没有显著下降的情况下可以继续承受较大的变形.对比NM3组与NM2组,其 $M_y$ ,  $M_p$ ,  $M_t$ 分别提升了26.45%,27.01%,56.73%;弹性刚度 $K_e$ 提升了13.65%;延性提升了14.51%.对比SM2组与NM2组,其 $M_y$ ,  $M_p$ ,  $M_t$ 分别提升了2.56%,8.49%,41.59%;弹性刚度 $K_e$ 没有明显变化;延性提升了17.65%.对比SM3组与NM3组,其 $M_y$ 和 $M_p$ 分别提升了25.01%,10.11%;弹性刚度 $K_e$ 提升了14.41%;SM3组具有非常好的延性.

表1 单调加载参数计算结果对比

Tab.1 Performance parameters in monotonic tests

分组	屈服		极值		破坏		$K_e$	$\mu$
	$M_y/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\theta_y/(\circ)$	$M_p/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\theta_p/(\circ)$	$M_t/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\theta_t/(\circ)$		
NM2	17.58	3.85	30.14	8.13	22.07	9.78	5.86	2.55
SM2	18.03	4.06	32.70	10.44	31.25	12.18	5.76	3.00
NM3	22.23	4.21	38.28	8.64	34.59	12.29	6.66	2.92
SM3	27.79	4.48	42.15	8.64	>49.80	>14.90	7.62	>3.34

#### 4 往复加载试验结果及分析

图14和图15分别给出了往复加载4组节点的典型滞回曲线及其平均骨架曲线的对比,可以综合衡量其抗震性能及极限承载力.从图中可以看出:普通节点在幅值为 $2\Delta$ 的主循环极限承载力出现明显

下降,说明在大震下无法保证其可靠性,其中对于NC3组节点,其最终破坏除了木材劈裂,还包含了上部螺栓处木材沿横截面的受弯断裂,因此其破坏更加彻底,几乎丧失继续承载的能力;对于自攻螺钉加强节点,在变形最大的主循环保持承载力不会明显下降,可改进节点在大震下的抗震性能,提供足够的可靠度.

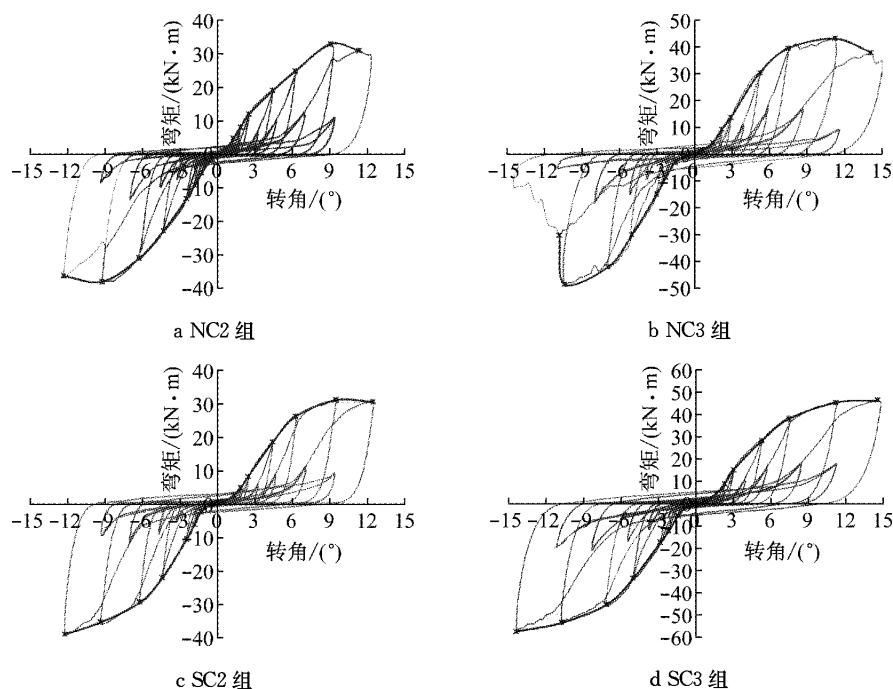


图14 各组节点典型滞回曲线与骨架曲线

Fig.14 Typical hysteresis loops and skeleton in reversed cyclic loading tests

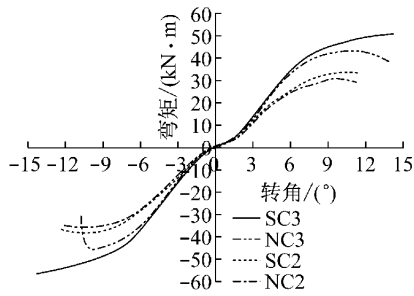


图 15 往复加载平均骨架曲线

Fig.15 Average skeleton at reversed cyclic loading

通过各组曲线的割线刚度  $K_i$  (式(7)) 和等效黏滞阻尼系数  $\varepsilon_{eq}$  (式(8)) 的变化来衡量节点的损伤累积情况和耗能性能。

$$K_i = \frac{|M_i| + |-M_i|}{|\theta_i| + |-\theta_i|} \quad (7)$$

式中:  $M_i$  和  $-M_i$  分别为第  $i$  次主循环正向和反向加载时的峰值弯矩;  $\theta_i$  和  $-\theta_i$  为对应峰值弯矩的转角值。

$$\varepsilon_{eq} = \frac{E_d}{2\pi E_p} \quad (8)$$

式中:  $E_d$  为节点在一个主循环中吸收的能量;  $E_p$  为一个主循环总的变形能。图 16 为等效黏滞阻尼系数计算示意图。

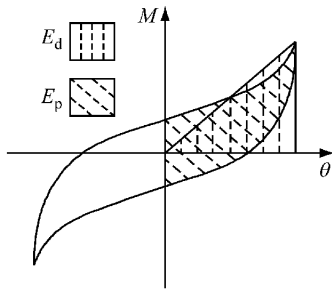


图 16 等效黏滞阻尼系数计算示意图

Fig.16 Determination of  $\varepsilon_{eq}$  for one cycle

$K_i$  和  $\varepsilon_{eq}$  的计算结果分别见表 2 和表 3。忽略小变形时初始滑移导致的受力不确定性以及可能的制作、安装误差,只列出了  $0.2\Delta$  到  $2.0\Delta$  主循环的计算结果进行对比。从图 17 中可以看出,各组节点的刚度和耗能具有相似的变化规律。在主循环为  $0.2\Delta$  到  $0.4\Delta$  的区间,其刚度呈线性增长的趋势,耗能能力处于较低的水平,表明节点从克服初始间隙到螺栓与孔壁充分接触仍处于弹性阶段,主要通过构件间的摩擦等进行少量的耗能。在  $0.4\Delta$  到  $0.7\Delta$  的区间,刚度保持线性增长,耗能开始明显增长,因为此时木材的承压开始逐渐出现不可恢复的塑性变形,但螺栓仍基本刚直。在  $0.7\Delta$  到  $1.0\Delta$  的区间,刚度开始缓

慢衰退,耗能能力稳定在中等水平,表明孔洞处的木材已出现不可忽视的塑性变形和微裂缝等损伤累积,同时螺栓开始出现轻微的塑性弯曲变形。在  $1.0\Delta$  到  $1.5\Delta$  的区间,刚度迅速退化,而耗能再次快速增长,原因是木材的损伤继续加大同时木材劈裂开始出现,螺栓的塑性变形不可忽略。在  $1.5\Delta$  到  $2.0\Delta$  的区间,刚度持续退化,耗能稳定在较高的水平,因为

表 2 往复加载主循环割线刚度  $K_i$  计算结果

Tab.2 Secant stiffness of primary cycles

分组	$K_i$						
	$0.2\Delta$	$0.3\Delta$	$0.4\Delta$	$0.7\Delta$	$1.0\Delta$	$1.5\Delta$	$2.0\Delta$
NC2	1.602	2.575	3.534	4.467	4.328	3.532	2.797
SC2	2.165	3.315	3.985	4.615	4.444	3.855	2.854
NC3	2.469	3.810	4.693	5.633	5.400	4.184	2.724
SC3	2.794	3.812	4.612	5.567	5.405	4.403	3.551

表 3 往复加载主循环等效黏滞阻尼系数  $\varepsilon_{eq}$  计算结果

Tab.3 Equivalent viscous damping ratio of primary cycles

分组	$\varepsilon_{eq}$						
	$0.2\Delta$	$0.3\Delta$	$0.4\Delta$	$0.7\Delta$	$1.0\Delta$	$1.5\Delta$	$2.0\Delta$
NC2	0.089	0.077	0.069	0.092	0.096	0.123	0.126
SC2	0.093	0.088	0.077	0.105	0.098	0.127	0.127
NC3	0.076	0.079	0.072	0.101	0.103	0.133	0.134
SC3	0.095	0.082	0.075	0.107	0.109	0.143	0.152

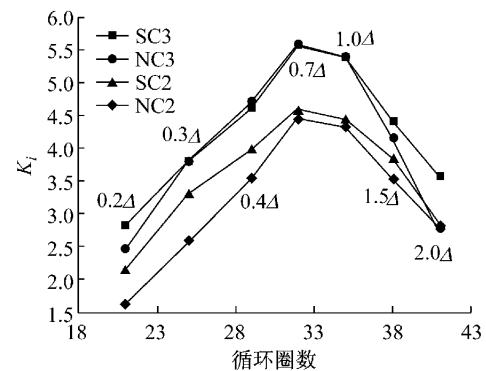
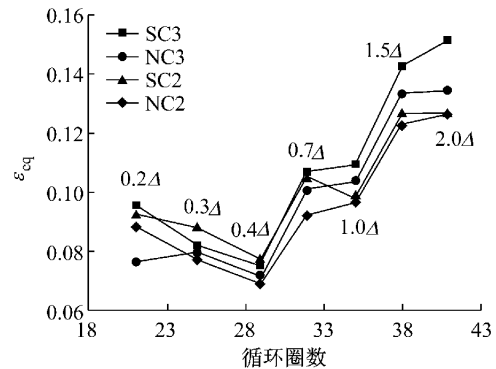
a  $K_i$ b  $\varepsilon_{eq}$ 

图 17 割线刚度及等效黏滞阻尼系数变化趋势

Fig.17 Changing trend of  $K_i$  and  $\varepsilon_{eq}$

木材和螺栓在出现大量塑性变形的同时,裂缝不断出现、扩展。

## 5 结论

本文的主要目标是研究胶合木螺栓连接梁柱节点中螺栓排数以及横纹自攻螺钉加强对节点抗侧力性能的影响。通过4组节点试验结果的对比,可以得到以下主要结论:

(1)普通节点的裂缝出现较早,并且开展迅速,具有明显脆性破坏的特征;自攻螺钉加强节点的裂缝发展缓慢,数量少,延性得到了明显改善。

(2)当梁上螺栓排数由2排增加到3排时,节点的强度提升了25%以上,刚度和延性都提升了10%以上。

(3)增加螺栓排数和自攻螺钉加强都是改善节点延性的可行方法,而采用自攻螺钉加强效果更加明显,可使节点延性提升15%以上。

(4)自攻螺钉可以保证节点在大变形或是大震下有继续承载的能力,可提升结构的抗震性能。

(5)自攻螺钉通过有效传递木构件的横纹拉应力和承受顺纹剪应力来减轻和延缓开裂,达到提高延性的目的;同时,在大变形时自攻螺钉可以增加木材的承压,从而提高强度。自攻螺钉既可用于新建建筑,也可用于既有木结构的加强,而且施工方便,不影响结构的外观。

## 参考文献:

- [1] Johansen K W. Theory of timber connections[J]. International Association of Bridge and Structural Engineering, 1949, 9: 249.
- [2] Blass H J. Characteristic strength of nailed joint[J]. Forest Products Journal, 1994, 44 (4): 33.
- [3] Lam F, Gehloff M, Cloßen M. Moment-resisting bolted timber connections[J]. Structures and Buildings, 2010, 163 (4): 267.
- [4] Larsen H J, Jensen J L. Influence of semi-rigidity of joints on the behaviour of timber structures[J]. Timber Construction, 2000, 2(3): 267.
- [5] Rodd P D, Leijten A J M. High-performance dowel-type joints for timber structures[J]. Timber Construction, 2003, 5(2): 77.
- [6] Leijten A J M. Development of reinforced joints with densified veneer wood[C/CD]// Proceedings of the 1991 International Timber Engineering Conference. London: [s. n.], 1991.
- [7] Kasal B, Heiduschke A, Kadla J, *et al.* Laminated timber frames with composite fiber-reinforced connections [J]. Progress in Structural Engineering and Materials, 2004, 6(2): 84.
- [8] Haller P, Birk T, Offermann P, *et al.* Fully fashioned biaxial weft knitted and stitch bonded textile reinforcements for wood connections[J]. Composites: Part B, 2006, 37(4-5): 278.
- [9] Blass H J, Schmid M, Litze H, *et al.* Nail plate reinforced joints with dowel-type fasteners[C/CD]// Proceedings of the World Conference on Timber Engineering. Whistler: [s. n.], 2000.
- [10] Blass H J, Bejtka I. Reinforcements perpendicular to the grain using self-tapping screws[C/CD]// Proceedings of the World Conference on Timber Engineering. Finland: [s. n.], 2004.
- [11] 中华人民共和国建设部. GB50005—2003 木结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.  
Ministry of Construction of People's Republic of China. GB50005—2003 Code for design of timber structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.
- [12] American Society of Mechanical Engineers. ASTM D1761—88 Standard test methods for mechanical fasteners in wood[S]. West Conshohocken: ASTM International, 2000.
- [13] American Society of Mechanical Engineers. ASTM E2126—09 Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of vertical elements of the lateral force resisting systems for buildings [S]. West Conshohocken: ASTM International, 2009.
- [14] Yasumura M, Kawai N. Estimating seismic performance of wood-framed structures[C/CD]// Proceedings of 1998 IWEC. Montreux: [s. n.], 1998.
- [15] Williams M, Mohammad M, Alexander S, *et al.* Determination of yield point and ductility of timber assemblies, in search for a harmonised approach[C/CD]. Proceedings of the 10th World Conference in Timber Engineering. Miyazaki: [s. n.], 2008.