

木结构钢填板预应力套管螺栓连接性能试验

何敏娟,倪淑娜,马人乐,白雪

(同济大学 土木工程学院,上海 200092)

摘要: 针对木结构螺栓连接初始刚度低的问题,提出了一种新的连接形式——钢填板预应力套管螺栓连接。在这种连接形式中,张拉后的螺杆使放置于木孔内且紧贴木孔壁的套管顶紧钢填板;在节点受力初期,主要利用钢填板与套管间的摩擦力抵抗钢填板相对于木槽的滑移。为研究连接性能,对单个新连接节点以及普通螺栓连接节点进行了抗拉试验,试验结果表明,新连接节点具有较好的承载力和刚度;在控制节点受力的情况下,节点延性也较合理。另外,考虑到《木结构设计规范》GB5005—2003 对销轴类连接节点顺纹端距的严格要求,又对一组端距小于规范要求的单个新连接节点进行了顺纹抗拉试验,试验结果表明,小端距的新连接节点承载力和刚度仍优于普通螺栓连接节点;同样,在控制节点受力的情况下,节点延性也较合理。

关键词: 钢填板预应力套管螺栓连接; 抗拉试验; 刚度; 承载力; 延性

中图分类号: TU366.2

文献标志码: A

Loading Tests of Prestressed Tube Bolted Joint with Slotted-in Steel Plate

HE Minjuan, NI Shuna, MA Renle, BAI Xue

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: An innovative joint for timber structures, named prestressed tube bolted joint with slotted-in steel plate, was designed to improve the low slip modulus of bolted joints. Different from bolted joints, the innovative joints resisted the slip of steel plate by the friction between steel plate and tubes which were inserted into timber holes tightly and prestressed by a pretensioned bolt. Loading tests of single innovative joints and single bolted joints in tension were conducted, which indicated that single innovative joints outshined single bolted joints in load-bearing capacity and slip modulus. The ductility of innovative joints was also desirable if load was controlled. Considering the great minimum end distance for dowel-type joint specified by the code for design of timber

structures GB5005—2003, another group of single innovative joints with end distance smaller than that the code required were tested in tension parallel to timber grain, which indicated that innovative joints with smaller end distance also dwarf bolted joints in load-bearing capacity and slip modulus, with the desired ductility if the load was controlled.

Key words: prestressed tube bolted joint with slotted-in steel plate; loading tests in tension; slip modulus; load bearing capacity; ductility

在木结构中,各构件通过连接进行传力。木结构连接形式很多,如榫卯连接、齿连接、螺栓连接、钉连接以及键连接等^[1]。其中螺栓连接具有连接紧密、韧性好、制作简单及安全可靠等优点,因此是现代木结构中应用最为广泛的连接形式,尤其是在梁柱结构体系中。

目前木结构中各种连接形式的刚度都较低,螺栓连接也不例外。螺栓连接主要利用螺杆抗弯和木材销槽承压提供承载力。由于施工偏差,木结构上的孔与钢填板上的孔不可能完全对准,为便于施工,木孔壁和螺杆间常留有 1~2 mm 的间隙。在荷载作用下,连接的有效传力只能在螺杆经历初始滑移后与木孔壁接触时才能实现。连接的初始滑动使得其初始刚度很低,且随施工质量的变化而不稳定。当梁柱结构体系的梁柱连接节点或者柱脚连接节点采用螺栓连接时,梁柱框架的抗侧刚度就较差,尤其是在受力初始阶段。卢涛等^[2]研究结果表明,采用螺栓连接节点的梁柱框架在弹性阶段的抗侧刚度只有轻型木剪力墙的 6.2%。

目前已有的螺栓连接改进方案主要是针对连接的劈裂问题,很少用于改善连接刚度。本文针对螺栓连接刚度低的问题,提出了一种新连接形式——钢填板预应力套管螺栓连接(简称预应力套管连接),

并通过加载试验研究了该连接形式的性能。

1 钢填板预应力套管螺栓连接

预应力套管连接由木构件、钢填板、套管、螺栓、垫片和螺母组成,如图 1 所示。钻有螺栓孔的钢填板插入到木构件之间或者木槽内,并与木构件上的孔对中;然后将由内层钢管与外层橡胶管组成的套管嵌入到木构件孔内,橡胶管与钢管之间以及橡胶管与木孔之间用粘结剂粘结;螺杆插入套管,两端通过垫片和螺母锚固在木构件两侧。待试件组装完成后,对螺杆施加预应力,螺杆将会通过垫片使木构件和套管顶紧钢填板。当钢填板相对于木构件滑动时,套管由外径 28 mm 厚度 4 mm 的 Q345 无缝钢管和外径 32 mm 厚度 2 mm 的 PVC 管组成,钢管与 PVC 管间以及 PVC 管与木孔间用 AB 胶粘结。螺栓为 8.8 级 M16 的高强度螺栓,所加预应力值为 50 kN。垫片为外径 50 mm,内径 17 mm,厚度 3 mm 的双垫片。PS(5D)组与 PS(7D)组的不同在于节点端距小于《木结构设计规范》GB5005—2003^[3]的要求值,采用 160 mm(5 倍套管直径);BS 组与 PS(7D)组的不同在于木构件上的孔直径为 18 mm,连接采用普通螺栓连接,螺栓和垫片的尺寸以及材料等级与 PS(7D)组相同,其中螺栓不刻意施加预应力。

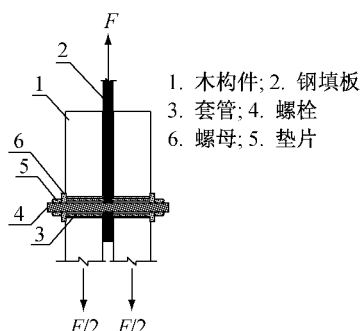


图 1 钢填板预应力套管螺栓连接的构造细节

Fig.1 Configuration of prestressed tube bolted joint with slotted-in steel plate

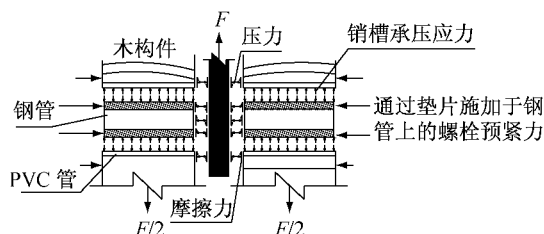


图 2 钢填板预应力套管螺栓连接的受力机理

Fig.2 Load-bearing mechanism of prestressed tube bolted joint with slotted-in steel plate

2 试验概况

2.1 试件设计

5 组试件,分别编号 PS(7D), PH, PS(5D), BS

和 BH,每组 3 个试件;PS(7D)为端距 7 倍套管直径的顺纹抗拉预应力套管连接节点,PH 为相应的横纹抗拉预应力套管连接节点;PS(5D)为端距 5 倍套管直径的顺纹抗拉预应力套管连接节点;BS 为端距与 PS(7D)相同的顺纹抗拉普通螺栓连接节点;BH 为端距与 PH 相同的横纹抗拉普通螺栓连接节点。

PS(7D)组节点的尺寸和构造细节如图 3a 所示,木构件采用胶合木,由厚度 38 mm 的白云杉规格材加工而成,木材密度 $418 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$,含水率 11.54%,截面尺寸 $150 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$,槽宽 19 mm,孔直径 32 mm,端距 224 mm(7 倍套管直径)。钢填板采用 Q235 钢,厚度 18 mm,孔直径 16.5 mm。套管由外径 28 mm 厚度 4 mm 的 Q345 无缝钢管和外径 32 mm 厚度 2 mm 的 PVC 管组成,钢管与 PVC 管间以及 PVC 管与木孔间用 AB 胶粘结。螺栓为 8.8 级 M16 的高强度螺栓,所加预应力值为 50 kN。垫片为外径 50 mm,内径 17 mm,厚度 3 mm 的双垫片。PS(5D)组与 PS(7D)组的不同在于节点端距小于《木结构设计规范》GB5005—2003^[3]的要求值,采用 160 mm(5 倍套管直径);BS 组与 PS(7D)组的不同在于木构件上的孔直径为 18 mm,连接采用普通螺栓连接,螺栓和垫片的尺寸以及材料等级与 PS(7D)组相同,其中螺栓不刻意施加预应力。

PH 组节点的尺寸和构造细节如图 3b 所示,孔直径、套管尺寸和材料、螺栓尺寸和材料以及预应力值同 PS(7D)组,节点边距依照规范^[3]要求设计。而 BH 组与 PH 组的不同在于木构件上的开孔为 18 mm,连接采用普通螺栓连接,螺栓和垫片同 PH 组,

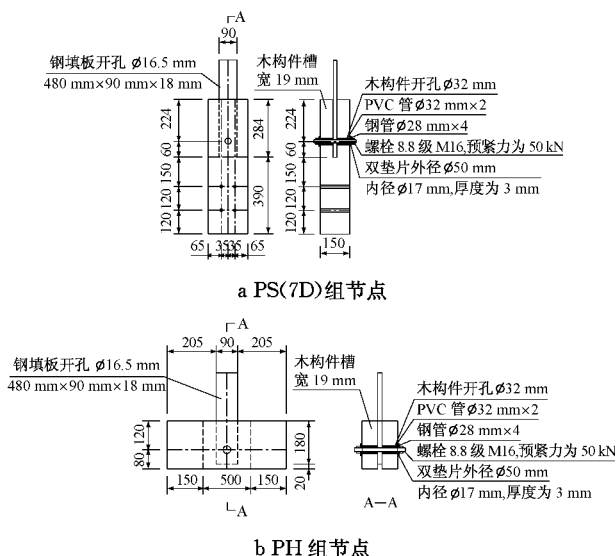


图 3 节点尺寸与构造细节(单位:mm)

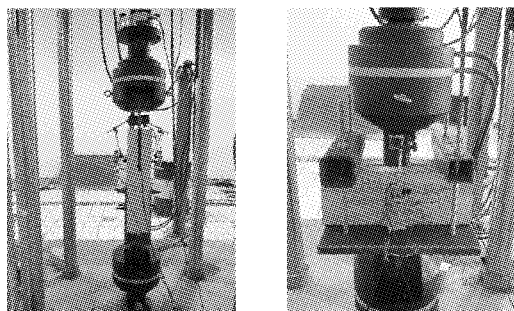
Fig.3 Dimension and configuration of joints(unit: mm)

其中螺栓不刻意施加预应力。

各组节点的试验目的在于对比 PS(7D) 和 BS 组以及 PH 和 BH 组的试验结果,说明预应力套管连接节点和普通螺栓连接节点的性能差异;对比 PS(7D) 和 PS(5D) 组的试验结果,说明端距对节点性能的影响。

2.2 加载方式、测量内容与方法

加载分为两阶段:①预加载,采用力控制,加载到节点极限承载力的 10%,保持荷载 2 min,然后卸载,2 min 后清零仪表值;预加载时所需估算的“节点极限承载力”,对于每组试验的第一个试件根据屈服理论计算,而对于其他试件则根据第一个试件的试验结果确定。②正式加载,采用位移控制;为保证试件加载到极限承载力的时间不少于 5 min 且不多余 20 min^[4],顺纹试件加载速度为 $1 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$,横纹试件为 $2 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$,当节点承载力下降到最大荷载的 80% 或者出现明显破坏时,试验终止。试验加载装置和测点布置如图 4 所示。其中加载装置的最大量程为 500 kN,误差 $\leq +1\%$;试验中需测量钢填板与木构件间的相对滑移,位移计一端固定于钢填板,另一端固定于木构件孔下方 50 mm 处,变形值由 DH3816 静态应变测试系统采集,数据采用频率为 0.2 Hz。



a 顺纹抗拉

b 横纹抗拉

图 4 试验加载装置以及测点布置

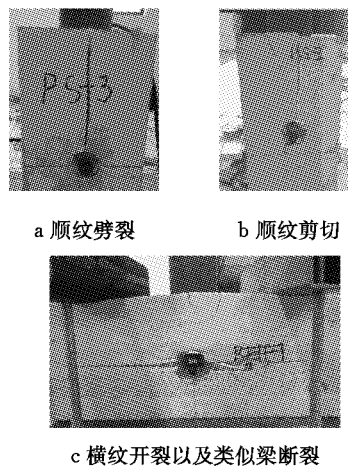
Fig.4 Loading setup and LVDT position

3 试验结果

3.1 试验现象

试验中发现,顺纹抗拉连接节点均以顺纹劈裂或剪切形式破坏,其中劈裂破坏为主,如图 5a 和 5b 所示。试件劈裂的早晚顺序:PS(5D)早于 PS(7D),PS(7D)早于 BS。与劈裂早晚相对应的是各组节点的木材销槽承压和螺杆弯曲程度的对比,其中 BS 组节点的上述特征最为明显,PS(5D)最不明显,但也得

到一定程度发展。这种劈裂的早晚以及木材销槽承压螺杆弯曲的明显与否均与节点端距和销轴直径有关。BS 组和 PS(7D) 组的端距相同,但销轴直径更小,而 PS(5D) 组和 PS(7D) 组的销轴直径相同,但端距更小。很显然,端距与销轴直径的比值越大,上述特征越明显。这里的销轴为节点中与木孔壁直接发生销槽承压的金属部件,在 PS(7D) 组以及 PS(5D) 组中为套管,而在 BS 组中为螺杆。观察节点垫片还发现,BS 组的垫片深陷到木构件中,而 PS(7D) 组和 PS(5D) 组的垫片由于钢管顶住而无深陷,只是沿受力方向有所滑移。对于顺纹抗拉预应力套管连接节点,PS(7D) 组的套管与木孔壁之间明显脱开,而 PS(5D) 组不明显;另外钢填板孔周围有明显压痕,为钢管顶紧钢填板时所留痕迹。



a 顺纹劈裂

b 顺纹剪切

c 横纹开裂以及类似梁断裂

图 5 节点破坏形式

Fig.5 Failure modes of tested joints

对于横纹连接节点,由于构件两端固定装置的约束,使得节点的开裂只限制于两位移限制点之间;当构件严重开裂时,木材销槽承压和螺杆弯曲已十分明显,其中 BH 组的上述特征最为明显。最终横纹节点均以裂纹上部处于抗弯状态的木材发生弯曲断裂而破坏,此时钢填板与木构件间的相对滑移已经很大。试验中还发现,PH 组节点的垫片在木构件上滑移明显,但未深陷到木构件中,并且套管与木孔之间明显脱开,而 BH 组节点的垫片深陷到木构件中。

3.2 试验曲线

顺纹和横纹节点的平均荷载变形曲线如图 6 所示,图中 F 为平均荷载, Δ 为变形。

图 7 所示为 PS(7D) 组节点的典型荷载变形曲线,PS(7D) 组节点经历了以下几个受力变形阶段:

(1) $o \rightarrow a$ 阶段:当钢填板相对于木槽滑动时,节点主要依靠钢管与钢填板之间的摩擦力抵抗钢填板

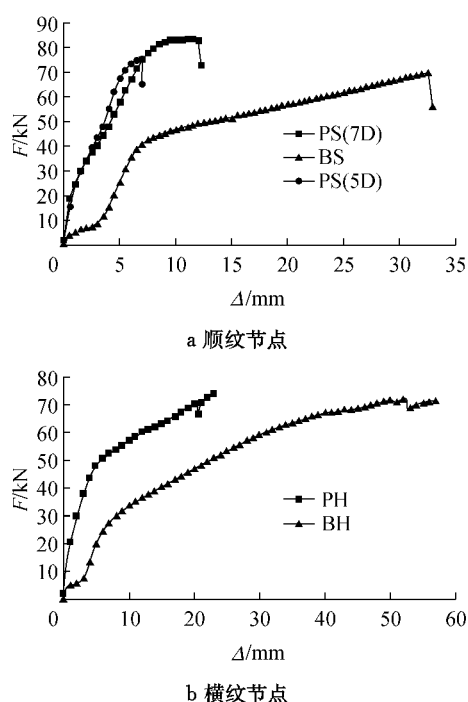


图6 节点平均荷载变形曲线

Fig.6 Average load-deformation curves of joints

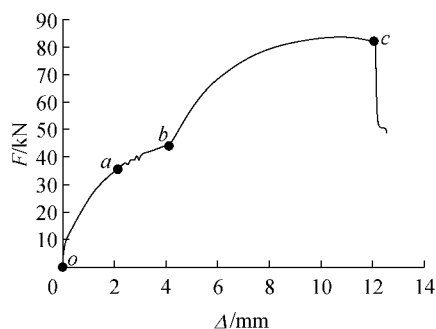


图7 典型 PS(7D)组节点荷载变形曲线

Fig.7 Typical load-deformation curve of PS(7D) joints

的滑移,直到 a 点钢填板克服摩擦力开始相对于套管滑动;该阶段节点性能类似于高强度摩擦型螺栓连接节点,因此称为摩擦阶段.由于钢管最终会将力通过销槽承压传递给木构件,因此节点在该阶段的刚度主要由木材销槽承压刚度决定.

(2) $a \rightarrow b$ 阶段:当钢填板相对于套管滑动时,螺杆和钢填板孔壁以及套管内壁逐渐开始接触;该阶段节点变形类似于普通螺栓连接节点承载初期由于螺杆与孔壁之间的间隙而发生的初始滑移,称为过渡阶段.

(3) $b \rightarrow c$ 阶段:当节点变形时,木材销槽承压以及螺杆弯曲,直到 c 点节点劈裂或者剪切破坏;该阶段节点性能类似于经历初始滑移后的普通螺栓连接节点,称为承压阶段;节点刚度由木材销槽承压刚

度、螺杆抗弯刚度以及垫片和螺母对螺杆的固定作用决定.

对比图6、图7可知,PH组节点与PS(7D)组节点的荷载变形曲线有以下两个不同,PH组节点荷载变形曲线的阶段性划分没有PS(7D)组节点明显,这主要是因为木材横纹销槽承压屈服强度较低,而且PH组节点的承载力在节点变形较大时仍继续增加.

图8所示为BS组节点的典型荷载变形曲线,BS组节点经历了以下几个受力变形阶段:

(1) $o \rightarrow a$ 阶段:当钢填板相对木槽滑动时,钢填板先与螺杆接触,然后螺杆将力主要传递给垫片,而垫片将力以摩擦力的形式传递给木构件.

(2) $a \rightarrow b$ 阶段:当钢填板传递给螺杆的力足以使得垫片克服其与木构件之间的静摩擦力时,螺杆开始滑动,直到与孔壁接触;节点荷载变形曲线近似水平,该滑移段的存在使得普通螺栓连接节点的初始刚度较低.

(3) $b \rightarrow c$ 阶段:螺杆与孔壁接触后,节点承载力继续提高,该阶段木材销槽承压以及螺杆弯曲处于弹性阶段.

(4) $c \rightarrow d$ 阶段:木材销槽承压以及螺杆弯曲逐渐明显,且进入塑性阶段,到 d 点时木构件顺纹劈裂或者剪切.

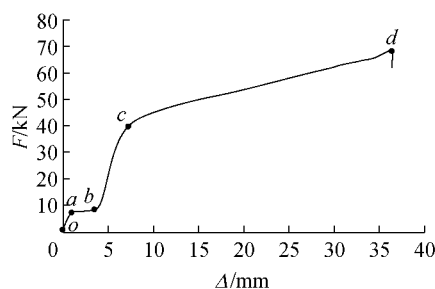


图8 典型 BS组节点荷载变形曲线

Fig.8 Typical load-deformation curve of BS joints

对比图6、图8可知,BH组节点荷载变形曲线类似于BS组节点,不同的是BH组节点承载力明显下降时所对应的节点变形值更大,这主要是因为试件两端的固定装置约束了节点的顺纹开裂,使得裂纹难以在整个试件上贯通;当构件孔周围严重开裂时,节点承载力仍旧处于上升阶段,只有当裂纹上部处于受弯状态的木材发生抗弯断裂时,节点承载力才开始明显下降.由图6a可知,PS(5D)组节点的荷载变形曲线类似于PS(7D)组节点,但由于端距减小,节点顺纹劈裂提前,甚至还出现了顺纹剪切

破坏。

4 参数定义

4.1 节点极限承载力和极限变形

对于荷载最大值出现在变形 15 mm 以前的节点,节点极限承载力 F_u 即为荷载变形曲线上的荷载最大值,相应变形为节点极限变形 Δ_u ;而对于荷载最大值出现在变形 15 mm 以后的节点,其极限承载力 F_u 为变形 15 mm 时的节点承载力,15 mm 即为节点极限变形 Δ_u ;这主要是因为变形超过 15 mm 后节点会因变形过大而失效,如 ASTM D1761—88^[4] 就规定销轴类连接节点在试验过程中最大变形不宜超过 15 mm。

4.2 破坏荷载和破坏位移

对于顺纹连接节点,节点最终都以顺纹劈裂或者剪切形式破坏,因此节点破坏荷载 F_{fail} 和破坏位移 Δ_{fail} 分别为荷载变形曲线上木构件劈裂或剪切破坏时所对应的荷载和变形。对于横纹抗拉连接节点,只有当节点裂纹上部木材出现抗弯破坏时节点的承载力才会明显下降,因此定义节点破坏荷载 F_{fail} 和破坏变形 Δ_{fail} 分别为荷载变形曲线上裂纹上部木材抗弯破坏时所对应的荷载和变形。

4.3 极限抗滑移承载力和极限抗滑移变形

极限抗滑移承载力 F_s 为套管与钢填板开始发生相对滑移时的节点承载力,对应变形为节点极限抗滑移变形 Δ_s 。对于预应力套管连接节点,很难直接从荷载变形曲线上确定 F_s ,尤其是横纹预应力套管连接节点,因此该处 F_s 统一按照理论计算值选取: $F_s = 2P\mu$,其中 P 为螺杆预紧力,假定 P 完全由钢管承受, μ 为钢管与钢填板之间的摩擦系数,该处取 0.3。

4.4 屈服点

屈服点(F_y, Δ_y)为荷载变形曲线上节点性能开始出现塑性特征的点,本文采用由 Yasumura 和 Kawai^[5] 提出的方法确定节点屈服点,如图 9 所示。由于 PS(7D) 组以及 PS(5D) 组节点的荷载变形曲线

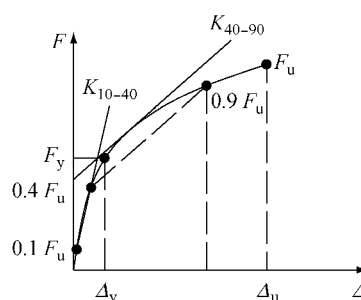


图9 节点荷载变形曲线屈服点的确定方法

Fig.9 Analysis method for the determination of yield points

具有明显阶段性划分,上述方法并不适用,因此本文只采用上述方法求 PH 组、BS 组以及 BH 组节点的屈服点。

4.5 节点刚度

定义节点屈服刚度 K_y 为节点屈服荷载 F_y 与屈服变形 Δ_y 的比值。由于 PS(7D) 和 PS(5D) 组节点荷载变形曲线难以确定合适的屈服点,为便于比较,在计算 PS(7D) 组和 PS(5D) 组节点的屈服刚度时,屈服荷载取试验对照组 BS 组节点的屈服荷载。对于 PS(7D) 和 PS(5D) 组节点,该刚度反映了顺纹预应力套管连接节点达到普通螺栓连接节点的承载力水平时的变形情况。

$$K_y = \frac{F_y}{\Delta_y} \quad (1)$$

鉴于本文提出的预应力套管连接节点主要是利用节点在摩擦阶段的承载力和刚度,因此该处又另外定义节点初始刚度 K_s 为

$$K_s = \frac{F_s}{\Delta_{40\%}} \times 40\% \quad (2)$$

式中: $\Delta_{40\%}$ 为荷载为 40% F_s 时的节点变形。

4.6 节点延性系数

为说明控制预应力套管连接节点的受力在摩擦阶段时的节点延性合理性,定义节点初始延性系数 C_{ds} 为

$$C_{ds} = \frac{\Delta_{fail}}{\Delta_s} \quad (3)$$

根据参数定义计算节点性能参数,结果见表 1。

表1 各组节点性能参数
Tab.1 Performance parameters of joints

方向	编号	F_u /kN	Δ_u /mm	F_{fail} /kN	Δ_{fail} /mm	F_y /kN	Δ_y /mm	F_s /kN	Δ_s /mm	$K_y /$ (kN · mm ⁻¹)	$K_s /$ (kN · mm ⁻¹)	C_{ds}
顺纹	PS(7D)	83.42	11.72	82.90	13.03	40.46	3.02	30.00	1.48	13.40	95.14	8.83
	PS(5D)	74.80	6.95	74.80	6.95	40.46	2.61	30.00	1.49	15.52	87.62	4.67
	BS	50.90	15.00	71.73	34.56	40.46	6.98			5.80		
横纹	PH	62.97	15.00	77.85	25.43	42.30	3.74	30.00	2.04	11.30	43.31	7.37
	BH	39.81	15.00	73.70	57.36	27.33	7.18			3.81		

5 试验结果与讨论

5.1 节点类型的对比

比较表1中PS(7D)组和BS组节点的性能可知,PS(7D)组节点极限承载力是BS组节点的1.64倍,这主要是因为PS(7D)组节点的套管外径比BS组节点的螺杆直径大.如假定PS(7D)组节点的屈服荷载与BS组节点相同,则PS(7D)组的节点屈服刚度是BS组节点的2.31倍.比较PH组与BH组节点性能可知,PH组节点极限承载力是BH组节点的1.58倍,屈服刚度为BH组节点的2.97倍.因此,无论是顺纹抗拉预应力套管连接节点还是横纹抗拉预应力套管连接节点,其承载力和刚度都高于普通螺栓连接节点.

比较各组节点的荷载变形曲线可知,PS(7D)组和PH组节点的延性都没有普通螺栓连接节点合理,如图6所示.但是如果控制节点受力在摩擦阶段,而将过渡阶段以及承压阶段作为安全储备,则PS(7D)组节点的初始延性系数高达8.83,PH组节点的初始延性系数高达7.37.因此只要控制预应力套管连接节点的受力阶段,节点延性还是较合理的.此外,在摩擦阶段,PS(7D)组节点的初始刚度高达 $95.14 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$,PH组节点的初始刚度高达 $43.31 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$,而这个阶段节点的极限抗滑移承载力达到了30.00 kN,与BS组节点的屈服荷载40.46 kN以及BH组节点的屈服荷载27.33 kN相比还是比较合理的;如果增加螺杆预应力值或者提高钢管与钢填板之间的摩擦系数可继续提高预应力套管连接节点的极限抗滑移承载力.

5.2 节点端距的对比

由表1可知,PS(5D)组节点的极限承载力为PS(7D)组节点的88.82%,屈服刚度为PS(7D)组节点的1.16倍;由图6a可知,PS(5D)组节点的延性没有PS(7D)组节点合理.由表1还可知,PS(5D)组节点的极限承载力为BS组节点的1.47倍,屈服刚度为BS组节点的2.68倍.因此,减小预应力套管连接节点顺纹端距,尽管会降低节点的承载力和延性,但与普通螺栓连接节点相比,节点承载力和刚度都得到改善.

如控制PS(5D)组节点的受力在摩擦阶段,那么

PS(5D)组节点的初始刚度高达 $87.62 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$,初始延性系数为4.67,极限抗滑移承载力为30.00 kN.因此对于减小端距的顺纹抗拉预应力套管连接节点,只要控制节点受力在摩擦阶段,则节点性能无论承载力、刚度还是延性都较合理.

6 结论

(1)无论是顺纹抗拉预应力套管连接节点还是横纹抗拉预应力套管连接节点,其极限承载力和刚度均比普通螺栓连接节点合理.如结构设计对于节点刚度要求较高,可控制节点受力在摩擦阶段,在该阶段,节点具有更高的刚度以及合理的延性,且极限抗滑移承载力与普通螺栓连接节点的屈服荷载相当.

(2)减小节点的端距会使顺纹预应力套管连接节点的劈裂或者剪切破坏提前,但是与普通螺栓连接节点相比,当节点端距由7倍套管直径改为5倍套管直径时,节点承载力和刚度仍优于普通螺栓连接节点;如控制受力在摩擦阶段,节点也将具有较好的延性.

参考文献:

- [1] 何敏娟, Lam Frank, 杨军, 等. 木结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
He Minjuan, Lam Frank, Yang Jun, et al. Design of timber structures[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [2] 卢涛. 梁柱与轻型木混合结构体系抗侧性能研究[D]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2011.
LU Tao. Research of the lateral performance of hybrid post-and-beam shear wall systems [D]. Shanghai: College of Civil Engineering of Tongji University, 2011.
- [3] 中华人民共和国建设部. GB5005—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. GB5005—2003 Code for design of timber structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.
- [4] American Society of Mechanical Engineers. ASTM D1761-88 Standard test methods for mechanical fasteners in wood[S]. West Conshohocken: [s. n.], 2002.
- [5] MuñozW, Mohammad M, Salenikov A, et al. Determination of yield point and ductility of timber assemblies: in search for a harmonised approach [C/CD]// World Conference on Timber Engineering. Miyazaki: [s. n.], 2008.