

半刚性连接梁柱式木结构抗侧力性能研究

刘应扬¹, 张 枫¹, 熊海贝²

(1. 郑州大学 土木工程学院, 河南 郑州 450001; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 考虑木结构节点的半刚性特性, 推导了半刚性框架在侧向力作用下的刚度计算公式, 讨论了节点半刚性对框架内力分配的影响. 对 3 榀单层单跨梁柱式木框架足尺试件进行了水平荷载试验, 其中 1 榀为单调加载, 2 榀为低周反复加载; 对 5 个采用相同设计的梁柱节点足尺试件进行了抗弯性能试验, 其中 3 个为单调加载, 2 个为低周反复加载. 根据试验现象研究了螺栓连接木结构梁柱框架的抗侧力性能、梁柱节点的抗弯性能以及两者的传力机理和破坏模式. 最后, 基于获得的试验数据对推导的理论公式进行了验证.

关键词: 木结构框架; 半刚性连接; 抗侧力性能; 理论分析; 试验研究

中图分类号: TU366.2

文献标志码: A

Lateral Performance Study on Timber Frame Structure with Semi-Rigid Connections

LIU Yingyang¹, ZHANG Feng¹, XIONG Haibei²

(1. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A structural analysis was conducted on semi-rigid timber portal frame; formulas were derived in terms of the internal force and lateral stiffness, and the influence of the semi-rigid joint was discussed. Meanwhile, experimental tests were carried out on three full-scale timber portal frames and five bolted timber connections to study the lateral performance of the frames and the moment resistance of the connections. For consistency, the connections from the portal frames and the connections for bending tests were of the same configuration. Finally, a comparative analysis was made to verify the derived formulas.

Key words: timber frame structure; semi-rigid joint; lateral performance; theoretical analysis; experimental study

梁柱式木结构的连接节点, 无论是传统的榫卯连接, 还是采用金属连接件的现代木结构节点, 均具有一定的传递弯矩的能力, 但是木材(与混凝土、钢材相比)特殊的材料性质和连接方式使节点难以达到完全传递弯矩的刚接连接的要求^[1-3]. 对于含有半刚性节点的梁柱式木结构框架, 其节点的半刚性特性是影响框架结构抗侧力性能的重要因素.

由于木结构节点难以达到刚接的要求, 因此现阶段的设计方法通常将节点假定为铰接连接来计算结构的内力, 进而进行构件截面和节点连接的设计; 同时, 设置支撑、剪力墙等抗侧力构件, 以满足整体结构抗侧力要求; 结构的耗能和延性性能, 由支撑、剪力墙或者其他附加构件(如阻尼器)提供和实现. 但此设计方法也有相应的弱点和不足之处. 半刚性的节点在实际结构中会承载一部分的弯矩, 节点在弯矩作用下易产生横纹方向的拉应力和顺纹方向的剪应力, 这两者也是木材材性中最薄弱的环节, 可能导致节点区域木材的开裂^[4], 甚至结构节点的失效, 而铰接设计方法则缺少相应的计算, 在节点连接处的设计可能会偏于不安全.

现代木结构发展应用的方向是高层和大跨结构, 结构的变形控制至关重要, 设计中节点力学性能把握的要求也进一步提高, 基于半刚性节点假定的设计方法有必要进行研究和推广. 半刚性框架的计算分析较早应用在钢结构设计中, 用于考虑双腹板角钢连接、上下翼缘角钢连接、T形键连接等难以达到刚接要求的梁柱节点设计. 在结构内力计算中, 多采用通用有限元程序, 以弹簧单元模拟梁柱节点的力学特性, 输入弯矩-转角关系, 进而得到外力作用下结构的响应^[5]; 一些学者也采用理论分析的方法, 建立基于半刚性节点的单元刚度矩阵, 结合数值计算方法求解, 这种方法本质上和采用有限元程序建模计算是一致的^[6-7]. 有限元计算方法的分析过程

收稿日期: 2017-12-10

基金项目: 2018 年度河南省高等学校重点科研项目(18A560003); 中国博士后科学基金(2018M632804)

第一作者: 刘应扬(1987-), 男, 讲师, 工学博士, 主要研究方向为现代木结构. E-mail: liuyingyang5687@qq.com

较为隐性,难以得到问题的解析解,不利于从总体上把握结构的性能;因此,也有学者在保证框架为“结构”(假定全部或部分的半刚性节点为刚性节点)时,借助结构力学的方法进行内力求解,之后再考虑半刚性节点的受弯转动,线性叠加得到结构的总体位移反应^[8-9];该类方法可以得到相关问题的解析公式,能够定性和定量地研究结构的位移组成以及各参数的影响,但在内力计算时,并没有考虑半刚性节点对结构内力分配的影响,导致研究结果不够精确。

针对现阶段设计方法和研究手段上的不足之处,本文拟采用结构分析的方法,对梁柱节点、柱底节点均采用半刚性的假定,进而对梁柱式框架的抗侧力性能进行理论分析.同时,开展螺栓连接木结构框架结构、梁柱节点的抗侧、抗弯试验,研究半刚性框架、节点的传力机理和破坏模式.最后,基于获得的试验数据对本文推导的理论公式进行验证。

1 半刚性框架抗侧力理论分析

半刚性框架的力学计算模型可以按图 1 简化,图中: L 为框架跨度; H 为框架高度; E_b 、 E_c 为梁、柱构件顺纹弹性模量; I_b 、 I_c 为梁、柱截面的惯性矩; $K_{\varphi,c}$ 为柱底节点的转动刚度; $K_{\varphi,b}$ 为梁柱节点的转动刚度.不考虑竖向荷载,结构在水平力 F 作用下的弯矩示意图如图 2 所示。

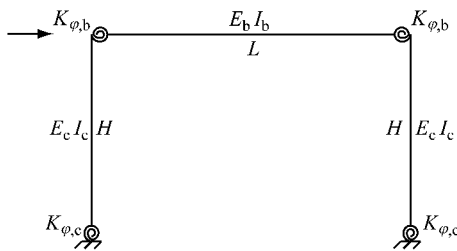


图 1 半刚性框架力学计算模型

Fig. 1 Mechanical model of the semi-rigid frame

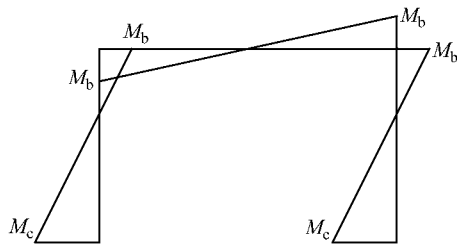


图 2 侧向力作用下的弯矩示意图

Fig. 2 Moment diagram under lateral force

图中梁柱节点的弯矩为 M_b , 柱底节点的弯矩为

$$M_c = \frac{F}{2}H - M_b \quad (1)$$

单独将柱作为隔离体分析,如图 3 所示。

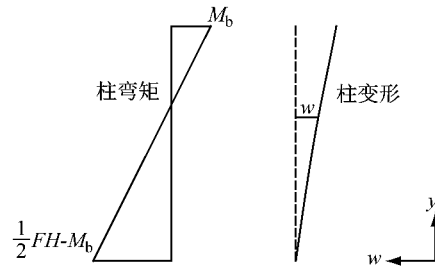


图 3 柱隔离体计算图

Fig. 3 Free body diagram of the column

柱上弯矩以框架内侧受拉为正,可以表示为

$$M(y) = -\left(\frac{F}{2}H - M_b\right) + \frac{F}{2}y = M_b - \frac{F}{2}H + \frac{F}{2}y \quad (2)$$

不考虑柱剪切变形的影响,柱上任一微端 y 处 ($0 \leq y \leq H$) 的曲率 $w''(y)$ 为

$$w''(y) = \frac{M(y)}{E_c I_c} \quad (3)$$

将式(2)代入式(3)中,则柱曲率表示为

$$w''(y) = \frac{1}{E_c I_c} \left(M_b - \frac{F}{2}H + \frac{F}{2}y \right) \quad (4)$$

式(4)积分后可以得到柱转角、柱挠度的表达

$$\theta(y) = \frac{1}{E_c I_c} \left[\left(M_b - \frac{F}{2}H \right) y + \frac{F}{4}y^2 \right] + A_1 \quad (5)$$

$$w(y) = \frac{1}{E_c I_c} \left[\frac{1}{2} \left(M_b - \frac{F}{2}H \right) y^2 + \frac{F}{12}y^3 \right] + A_1 y + A_2 \quad (6)$$

柱底处 ($y=0$), 转角 $\theta(0) = \frac{-(\frac{F}{2}H - M_b)}{K_{\varphi,c}}$, 挠度 $w(0) = 0$. 分别代入式(5)和式(6)中, 计算可得

$$A_1 = \frac{\frac{F}{2}H - M_b}{K_{\varphi,c}}, A_2 = 0.$$

因此,式(5)和式(6)可以更新为

$$\theta(y) = \frac{1}{E_c I_c} \left[\left(M_b - \frac{F}{2}H \right) y + \frac{F}{4}y^2 \right] - \frac{\frac{F}{2}H - M_b}{K_{\varphi,c}} \quad (7)$$

$$w(y) = \frac{1}{E_c I_c} \left[\frac{1}{2} \left(M_b - \frac{F}{2}H \right) y^2 + \frac{F}{12}y^3 \right] - \frac{\frac{F}{2}H - M_b}{K_{\varphi,c}} y \quad (8)$$

单独将梁作为隔离体分析,如图 4 所示,同理可以得到梁转角和挠度的表达,如式(9)、式(10)所示。

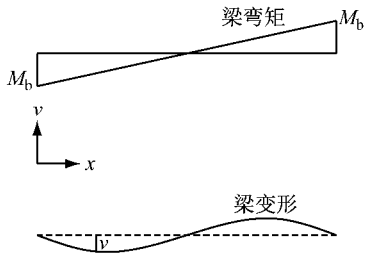


图 4 梁隔离体计算图

Fig. 4 Free body diagram of the beam

$$\beta(x) = \frac{1}{E_b I_b} \left(M_b x - \frac{M_b}{L} x^2 \right) - \frac{1}{6} \frac{1}{E_b I_b} M_b L \quad (9)$$

$$v(x) = \frac{1}{E_b I_b} \left(\frac{1}{2} M_b x^2 - \frac{1}{3} \frac{M_b}{L} x^3 \right) - \frac{1}{6} \frac{1}{E_b I_b} M_b L x \quad (10)$$

在柱顶 ($y=H$) 和梁端 ($x=0$), 根据变形协调, 可以得到

$$\Delta = \frac{\frac{1}{i_c} \left(\frac{1}{12i_c} + \frac{1}{18i_b} + \frac{1}{3K_{\varphi,c}} + \frac{1}{3K_{\varphi,b}} \right) + \frac{1}{K_{\varphi,c}} \left(\frac{1}{6i_b} + \frac{1}{K_{\varphi,b}} \right) \frac{H^2}{2} F}{\frac{1}{i_c} + \frac{1}{6i_b} + \frac{1}{K_{\varphi,c}} + \frac{1}{K_{\varphi,b}}} \quad (15)$$

因此, 结构的抗侧刚度可以表达为

$$K = \frac{\frac{1}{i_c} + \frac{1}{6i_b} + \frac{1}{K_{\varphi,c}} + \frac{1}{K_{\varphi,b}}}{\frac{1}{i_c} \left(\frac{1}{12i_c} + \frac{1}{18i_b} + \frac{1}{3K_{\varphi,c}} + \frac{1}{3K_{\varphi,b}} \right) + \frac{1}{K_{\varphi,c}} \left(\frac{1}{6i_b} + \frac{1}{K_{\varphi,b}} \right)} H^2 \quad (16)$$

由此可见, 半刚性框架的抗侧刚度由梁、柱构件的线刚度和梁柱、柱底节点的抗弯刚度共同决定, 节点的半刚性特性直接影响结构的抗侧力性能. 为简化设计计算, 式(16)可以整理为

$$K = \eta \frac{i_c}{H^2} \quad (17)$$

式中: $\eta = \frac{12(6+\alpha+6\gamma+6\beta\gamma)}{3+2\alpha+12\gamma+6\alpha\gamma+12\beta\gamma+36\beta\gamma^2}$ 为量

纲为一的设计参数; $\alpha = \frac{i_c}{i_b}$ 为柱与梁的线刚度比、 $\beta =$

$\frac{K_{\varphi,c}}{K_{\varphi,b}}$ 为柱底节点与梁柱节点的转动刚度比、 $\gamma = \frac{i_c}{K_{\varphi,c}}$

为柱线刚度与柱底节点转动刚度之比; $\frac{i_c}{H^2}$ 为柱子的设计信息, 单位为 Nm^{-1} . 因此在设计中, 可以先确定柱子的尺寸和截面信息, 结合结构的抗侧刚度需求, 通过调整参数 η 来确定梁和节点的设计信息.

为验证理论推导的正确性, 分别令梁柱、柱底节点的刚度趋于 0 或 ∞ , 得到框架内力的计算结果, 并与结构力学计算结果相比较.

$$|\theta(H)| = |\beta(0)| + \frac{M_b}{K_{\varphi,b}} \quad (11)$$

因为 $\theta(H)$ 、 $\beta(0)$ 均为负值, 故

$$-\theta(H) = -\beta(0) + \frac{M_b}{K_{\varphi,b}} \quad (12)$$

将式(7)、式(9)代入式(12), 可解得

$$M_b = \frac{\frac{1}{2i_c} + \frac{1}{K_{\varphi,c}}}{\frac{1}{i_c} + \frac{1}{6i_b} + \frac{1}{K_{\varphi,c}} + \frac{1}{K_{\varphi,b}}} \frac{H}{2} F \quad (13)$$

$$M_c = \frac{\frac{1}{2i_c} + \frac{1}{6i_b} + \frac{1}{K_{\varphi,b}}}{\frac{1}{i_c} + \frac{1}{6i_b} + \frac{1}{K_{\varphi,c}} + \frac{1}{K_{\varphi,b}}} \frac{H}{2} F \quad (14)$$

结构的内力可以按式(13)、式(14)计算, 将计算结果代入式(7)~式(10)可以计算得到结构中任一点的转角和挠度. 结构在侧向力作用下的位移, 可以表达为柱顶的挠度的绝对值, 即

其中, 当 $K_{\varphi,c} \rightarrow \infty$ 且 $K_{\varphi,b} \rightarrow \infty$ 时, $M_b = \frac{1}{\frac{1}{i_c} + \frac{1}{6i_b}} \cdot \frac{H}{2} F$, $M_c = 0$, 与柱底刚接、梁柱刚接框架的内力表达一致; 当 $K_{\varphi,c} \rightarrow 0$ 且 $K_{\varphi,b} \rightarrow \infty$ 时, $M_b = \frac{H}{2} F$, $M_c = 0$, 与柱底铰接、梁柱刚接框架的内力表达一致; 当 $K_{\varphi,c} \rightarrow \infty$ 且 $K_{\varphi,b} \rightarrow 0$ 时, $M_b = 0$, $M_c = \frac{H}{2} F$, 与柱底刚接、梁柱铰接框架的内力表达一致.

2 螺栓连接木框架抗侧力性能试验

2.1 试验概况

共设计 3 榀单层单跨梁柱式木框架足尺试件, 跨度均为 4 110 mm, 高度均为 2 740 mm, 跨高比为 3:2. 梁截面为 280 mm × 180 mm、柱截面为 280 mm × 230 mm, 材料均采用层板胶合木, 木材均为加拿大进口的云杉-松-冷杉规格材, 材质等级为 II.

级,由苏州皇家整体住宅系统股份有限公司进行胶合,胶合后的强度等级为 TC11A,通过材性试验^[10]得到木材的顺纹受压弹性模量为 9 542 MPa、横纹受压弹性模量为 334 MPa。梁柱节点、柱脚节点均采用螺栓-钢插板做法,其中螺栓采用 6.8 级普通螺栓、直径 14 mm,钢板采用 Q235 钢、厚度 10 mm。试件示意及节点详见图 5。

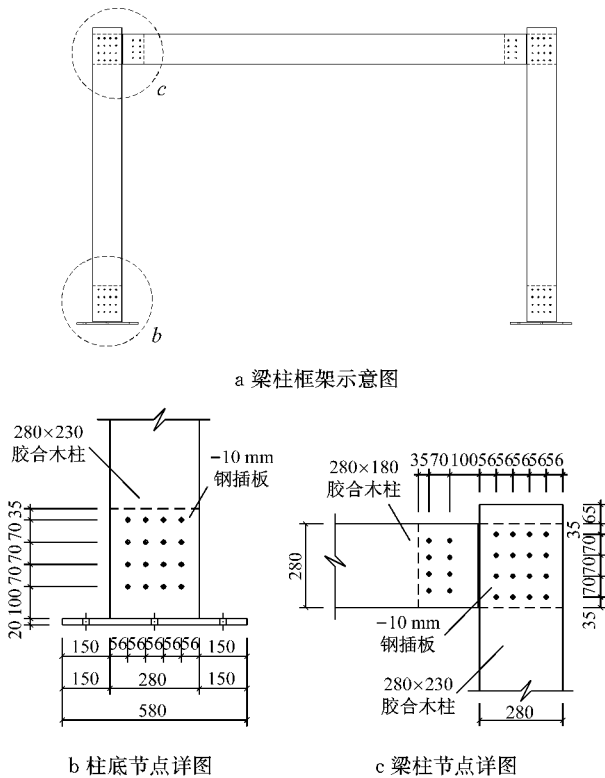


图 5 梁柱框架示意及节点详图(单位:mm)

Fig. 5 Layouts of timber frame and joints (Unit: mm)

试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室进行,采用申克加载系统进行单调和低周反复加载,如图 6 所示。申克机施加推力时,通过左侧钢板直接传力到试件;施加拉力时,先通过钢拉杆传力至右侧钢板,再由右侧钢板传力到试件,从而避免试件节点

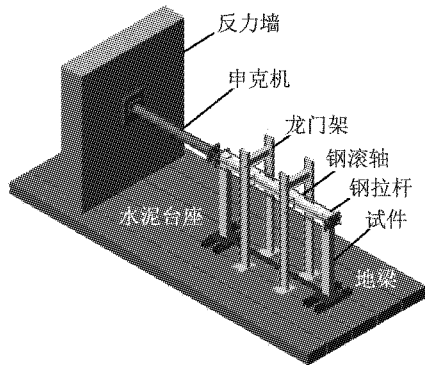


图 6 梁柱框架试验加载装置示意
Fig. 6 Test setup for the timber frame

的局部拉坏。安装在龙门架上的钢滚轴用于限制试件平面外的变形。柱底钢板与地梁采用 8 个 M22 螺栓连接,地梁与实验室水泥台座牢固固定。

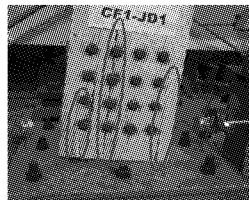
单调加载制度和低周反复加载制度,分别参考美国材料与试验协会 (ASTM) 的 E564^[11] 和 E2126^[12],采用位移控制加载。试件载力下降至极限荷载的 80% 时或结构侧向位移达到 250.0 mm (层间位移角约为 1/11,结构已不宜继续承载)时,试验终止。

2.2 试验现象及破坏模式

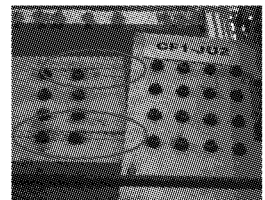
本文以低周反复试验的加载过程,对试验现象及破坏模式进行说明。试验中随着侧向位移的增加,梁柱节点表现为局部顶紧。在侧向位移加载至 50 mm (1/55 位移角)时,柱底节点首先出现了裂缝;梁端木材在侧向位移约为 100 mm (1/27 位移角)时,也发生了劈裂。在后续的试验中,柱底和梁端的木材裂缝继续开展,见图 7,但结构的承载力并没有显著下降,试验在达到位移失效限值 250 mm (1/11 位移角)时终止。



a 梁柱框架整体变形及破坏示意



b 柱底节点破坏情况



c 梁柱节点破坏情况

图 7 梁柱框架破坏模式

Fig. 7 Failure modes of the timber frame

纯框架结构体系在试验中表现出“弱节点、强构件”的破坏模式。这是因为当结构受到侧向荷载时,半刚性的节点承受一定的弯矩,从而使节点处木材出现横纹拉应力和顺纹剪应力;而节点区域的顶紧,导致木材局部的应力集中,增大了横纹拉应力和顺纹剪应力,而这两者也是木材材性中最薄弱的环节,因此导致节点处的过早开裂破坏。在试验后对节点区域进行了拆解,发现螺栓杆均出现了弯曲屈服,部分螺栓杆甚至出现了弯曲折断,说明螺栓在结构受到往复力时提供了能量消耗。

虽然纯框架结构体系表现出了节点区域过早的

劈裂破坏,但是整体结构的变形能力很强,并未出现承载力的急剧下降和倒塌现象。

3 梁柱螺栓连接节点抗弯性能试验

3.1 试验概况

梁柱节点采用与第 2 节中框架节点相同的设计,木材、螺栓、钢板的材料和规格也均保持一致,节点详图如图 5c 所示。共设计 5 个梁柱节点足尺构件,3 个为单调加载,2 个为低周反复加载。

试验在同济大学木结构试验室进行,加载装置采用双通道电液伺服加载系统。为便于加载,将胶合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,试验加载如图 8 所示。

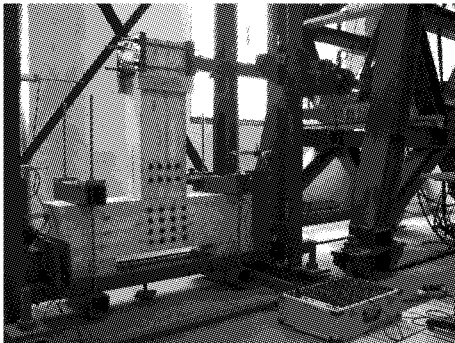


图 8 梁柱节点试验加载装置示意
Fig. 8 Test setup for the frame joint

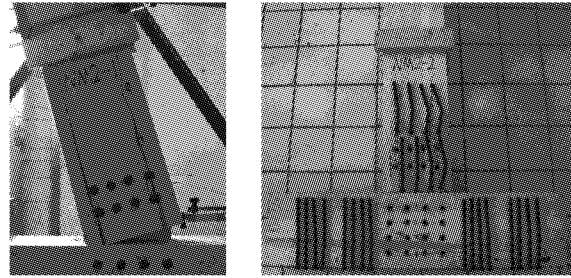
单调加载制度参考 ASTM D1761^[13],低周反复加载制度参考 ASTM E2126 中方法 C 给出的 CUREE 加载制度^[12]。节点所承受的弯矩等于木梁端部的水平力与加载点至螺栓群中心距离的乘积,最终,得到构件的转角-弯矩曲线。

3.2 试验现象及破坏模式

本文以低周反复试验的加载过程,对试验现象及破坏模式进行说明。试验开始后断续出现由于组件之间的错动和木梁柱之间挤压造成的噼啪声。当梁柱相对转角达到 6° 左右时,木梁上开始出现裂缝,并伴随着巨大的木材开裂声。这些裂缝通常首先在受拉侧外排螺栓处出现,同时受压侧外排螺栓处也出现裂缝。节点区域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。最终,由于木材的横纹受拉和顺纹受剪共同作用,节点的裂缝主要表现为顺纹劈裂,伴随有少量的列剪切破坏模式,见图 9a。

拆开木构件,见图 9b,可以发现,木柱上的螺栓变形很小,几乎没有弯曲;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。同时由于螺栓的弯曲变形,在木构件的外表面及与钢板接触的内表面都出现了木材承压破坏。值得注意的是,木梁的受拉和受压侧螺栓的弯曲程度和木孔的承压破坏程度并不相同,受拉侧的破坏更加明显,这是因为在受压侧,梁柱之间的承压分担了部分荷载;在挤压处,木柱上也出现了压溃破坏。



a 节点开裂情况 b 螺栓变形情况

图 9 梁柱节点破坏模式

Fig. 9 Failure mode of the frame joint

4 半刚性框架抗侧力性能计算

通过试验研究,获得了梁柱框架的抗侧力位移-荷载曲线,以及梁柱节点转角-弯矩曲线,如图 10 和图 11 所示,主要力学性能参数见表 1。

基于之前推导的理论公式,结合试验确定的梁柱节点的力学性能,本节拟对半刚性框架的全过程力-位移关系进行计算,见图 12,并与框架试验结果进行对比,验证本文理论研究的合理性与实用性。

图中函数 g 为节点半刚性特性的表达,梁柱节点的半刚性特性通过本文试验结果的平均曲线确定,柱底节点的半刚性特性通过有限元数值模拟确

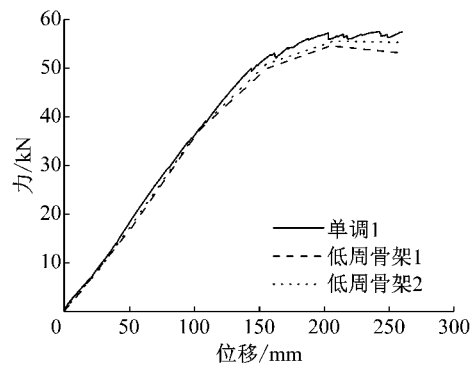


图 10 梁柱框架试验结果

Fig. 10 Test results for the timber frames

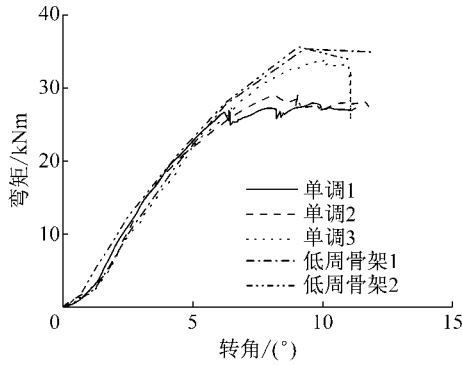


图 11 梁柱节点试验结果

Fig. 11 Test results for the frame joints

表 1 试件主要力学性能参数

Tab. 1 Mechanical performance parameters

试件类型	加载制度	弹性刚度	极限承载力
梁柱框架	单调 1	0.4 kN · mm ⁻¹	57.5 kN
	低周 1	0.3 kN · mm ⁻¹	54.5 kN
	低周 2	0.4 kN · mm ⁻¹	55.5 kN
梁柱节点	单调 1	4.4 kNm · (°) ⁻¹	27.9 kNm
	单调 2	4.4 kNm · (°) ⁻¹	29.1 kNm
	单调 3	4.2 kNm · (°) ⁻¹	33.7 kNm
	低周 1	4.5 kNm · (°) ⁻¹	35.3 kNm
	低周 2	4.7 kNm · (°) ⁻¹	35.6 kNm

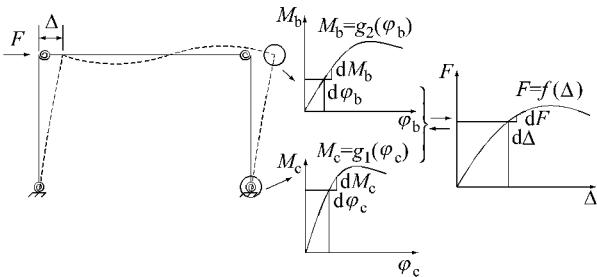


图 12 节点受力状态和结构位移的对应关系

Fig. 12 Relationship between joint performance status and structural lateral displacement

定^[14], g_b 、 g_c 的函数曲线如图 13 所示. 结构全过过程力-位移关系函数 f 的计算方法, 可以通过以下计算步骤确定.

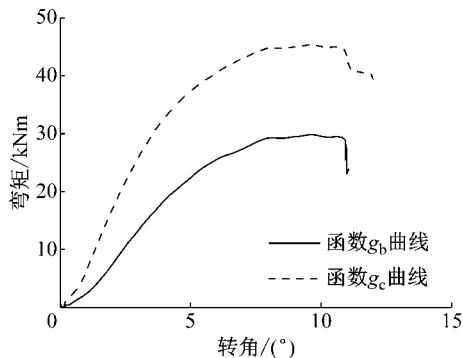


图 13 g_b 、 g_c 函数曲线

Fig. 13 Function curves for g_b and g_c

(1) 定义结构的初始状态

定义结构的初始状态: 位移为 Δ_0 、结构受力为 F_0 、柱底节点转角为 $\varphi_{c,0}$ 和梁柱节点转角为 $\varphi_{b,0}$, 通常初始状态下结构的位移和受力均为 0.

根据函数 g (对函数 g 求导, 即根据函数曲线得到该点处的斜率), 确定节点在转角 $\varphi_{c,0}$ 、 $\varphi_{b,0}$ 时的转动刚度 $K_{c,0}$ 、 $K_{b,0}$. 由梁、柱尺寸和截面信息, 得到线刚度 i_c 、 i_b , 结合该状态下节点的转动刚度 $K_{c,0}$ 和 $K_{b,0}$, 通过式 (16) 计算得到该状态下结构的抗侧刚度 $K_{s,0}$.

(2) 定义结构基本增量

取柱底节点的转角增量作为结构的基本增量, 为 $d\varphi_c$.

(3) 计算结构其他增量

当增量足够小时, 柱底节点的弯矩增量可以按 $dM_c = d\varphi_c K_{c,0}$ 计算. 设结构受力的增量为 dF , 则梁柱节点的弯矩增量仍可按式 (1) 计算, 即

$$dM_b = \frac{H}{2} dF - dM_c \quad (18)$$

梁端、柱底节点的转角增量仍满足变形协调, 式 (12) 对增量仍然适用. 代入后联立方程, 可得到 dF 、 dM_b 的求解. 此时可以计算梁柱节点的转角增量为 $d\varphi_b = \frac{dM_b}{K_{b,0}}$, 结构的位移增量为 $d\Delta = \frac{dF}{K_{s,0}}$.

(4) 确定结构的下一状态

结构经历增量后达到下一状态, 位移 $\Delta_1 = \Delta_0 + d\Delta$, 结构受力 $F_1 = F_0 + dF$, 柱底节点转角 $\varphi_{c,1} = \varphi_{c,0} + d\varphi_c$, 梁柱节点转角 $\varphi_{b,1} = \varphi_{b,0} + d\varphi_b$. 该状态下, 节点的刚度可根据函数 g 在 $\varphi_{c,1}$ 、 $\varphi_{b,1}$ 处切线斜率得到, 即 $K_{c,1}$ 、 $K_{b,1}$, 再根据式 (16) 确定该状态下结构的抗侧刚度 $K_{s,1}$.

(5) 循环步骤 (1)~(4) 求解, 得到结构的全过程力-位移关系曲线, 并获得节点受力状态和结构位移的一一对应关系. 采用柱底节点转角等增量 (取 $d\varphi_c = 2.4 \times 10^{-4}$ rad), 结合软件 MATLAB 计算得到框架结构的全过程力-位移关系曲线, 与木结构框架试验结果对比, 见图 14.

从图 14 中可以看出, 理论计算曲线与试验曲线有较好的吻合程度, 理论计算曲线的刚度略低于试验结果, 这是因为试验中设置的钢拉杆系统导致的, 加载钢板在一定程度上限制了梁柱节点的开裂, 延缓了结构刚度的退化. 试验中, 框架在加载至 250 mm 侧移时, 由于位移较大而终止了试验, 从理论计算结果中可以看出, 在 250 mm 之后框架仍能维持其承载力至较大的位移, 这与第 2 节试验终止前的

现象具有相互印证之处。

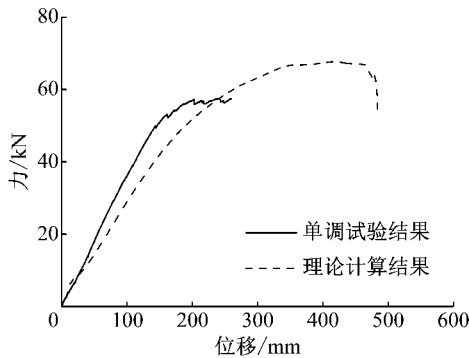


图14 理论计算曲线与试验曲线对比

Fig. 14 Comparison between theoretical calculation and test result

在工程中可以预先进行节点试验或数值模拟研究,确定节点的抗弯特性,而后通过本文推导的理论公式来预估框架结构的刚度和承载力,从而进行半刚性框架的抗侧力设计。

5 结论

通过对半刚性连接梁柱式木结构的抗侧性能进行了理论分析和试验研究,得到以下主要结论:

(1)节点连接假定为铰接,是当前木结构设计中广泛采用的一种假定,但是,木结构节点具有一定的半刚性能力,在框架结构中会承载一部分的弯矩,可能会引起节点区域木材的开裂,甚至导致结构节点的失效,因此,建议在设计中考虑节点的半刚性转动能力。

(2)试验研究表明,螺栓-钢插板连接的木结构节点,具有传递弯矩的能力,表现出明显的半刚性特性;在框架试验中,结构表现出“弱节点、强构件”的破坏模式,这是木结构不同于钢结构、钢筋混凝土结构之处,在工程设计中应予以重视。

(3)基于本文理论分析,给出了确定半刚性框架全过程力-位移关系的方法,在工程中可以预先进行节点试验或数值模拟研究,确定节点的半刚性特性,而后通过本文推导的理论公式来预估框架结构的抗侧力性能。

参考文献:

[1] LAM F, GEHLOFF M, CLOSEN M. Moment-resisting bolted timber connections [J]. Structures and Buildings, 2010, 163(4): 267.
 [2] 王明谦,宋晓滨,顾祥林,等. 胶合木梁柱螺栓-钢填板节点转动性能研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(9): 141.
 WANG Mingqian, SONG Xiaobin, GU Xiangli, et al. Study on

rotational behavior of bolted glulam beam-to-column connections with slotted-in steel plates [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(9): 141.

- [3] 姚侃,赵鸿铁,葛鸿鹏. 古建木结构榫卯连接特性的试验研究[J]. 工程力学, 2006, 23(10): 168.
 YAO Kan, ZHAO Hongtie, GE Hongpeng. Experimental studies on the characteristic of mortise-tenon joint in historic timber buildings [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(10): 168.
 [4] 熊海贝,刘应扬,杨春梅,等. 梁柱式胶合木结构体系抗侧力性能试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2014, 42(8): 1167.
 XIONG Haibei, LIU Yingyang, YANG Chunmei, et al. Experimental study on lateral resistance of glued-laminated timber post and beam systems [J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 2014, 42(8): 1167.
 [5] 张一舟. 半刚性多层钢框架受力性能和设计方法研究[D]. 北京:清华大学, 2006.
 ZHANG Yizhou. Study on the behavior and design method of multistory semirigid steel frame [D]. Beijing: Tsinghua University, 2006.
 [6] 舒赣平,刘伟,陈绍礼. 半刚性钢框架的直接分析方法理论研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(8): 142.
 SHU Ganping, LIU Wei, CHEN Shaoli. Theoretical research on direct analysis method for semi-rigid steel frames [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(8): 142.
 [7] 郭兵,陈爱国. 半刚接钢框架的有限元分析及性能探讨[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(5): 48.
 GUO Bing, CHEN Aiguo. Finite element analysis and behavior of semi-rigid steel frame [J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(5): 48.
 [8] 王燕,李华军,厉见芬. 半刚性梁柱节点连接的初始刚度和结构内力分析[J]. 工程力学, 2003, 20(6): 65.
 WANG Yan, LI HuaJun, LI Jianfen. Initial stiffness of semi-rigid beam-to-column connections and structural internal force analysis [J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(6): 65.
 [9] ZONTA D, LOSS C, PIAZZA M, et al. Direct displacement-based design of glulam timber frame buildings [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2011, 15(3): 491.
 [10] 刘应扬. 半刚性连接梁柱式木结构抗侧力性能与设计方法研究[D]. 上海:同济大学, 2016.
 LIU Yingyang. Lateral performance and design method study on semi-rigid timber post and beam construction [D]. Shanghai: Tongji University, 2016.
 [11] ASTM International. Standard practice for static load test for shear resistance of framed walls for buildings: ASTM E564-06 [S]. West Conshohocken: ASTM International, 2012.
 [12] ASTM International. Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of vertical elements of the lateral force resisting systems for buildings: ASTM E2126-11 [S]. West Conshohocken: ASTM International, 2012.
 [13] ASTM International. Standard test methods for mechanical fasteners in wood: ASTM D1761-06 [S]. West Conshohocken: ASTM International, 2012.
 [14] 赵艺. 胶合木螺栓群连接节点抗弯承载力性能研究与改进[D]. 上海:同济大学, 2016.
 ZHAO Yi. Research on moment bearing performance and improvement methods of glulam multiple bolted connections in post-and-beam timber construction [D]. Shanghai: Tongji University, 2016.