

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.088



开放科学(资源服务)标识码(OSID):



传统多高层楼阁式木塔摇摆侧剪行为分析

吴亚杰^{1,2}, 宋晓滨²

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055; 2. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

摘要: 中国传统多高层楼阁式木塔的结构设计和抗震性能持续受到关注。提出楼阁式木塔建模方法, 利用某七层唐风木塔振动台模型试验结果验证其有效性, 在此基础上开展结构摇摆分量和侧剪分量的变化对传统多高层楼阁式木塔抗震性能的影响分析。结果表明: 增加结构的侧剪分量能增强结构的刚度、减小结构在不同地震强度下的位移反应, 但同时增大了结构的加速度放大系数和层间剪力; 提高结构的摇摆分量会增强结构在强震作用下的非线性反应, 随着地震强度的增加, 结构下部楼层层间位移角和层架剪力均增大, 上部楼层加速度放大系数呈先增大后减小趋势。

关键词: 楼阁式木塔; 抗震性能; 摇摆分量; 侧剪分量; 建模方法

中图分类号: TU366.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2022)02-0107-12

Analysis on rocking and racking behavior of traditional multi-story pavilion-style timber pagodas

WU Yajie^{1,2}, SONG Xiaobin²

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, P. R. China;

2. Department of Structural Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China)

Abstract: The structural design and seismic performance of Chinese traditional multi-story pavilion-style timber pagoda persistently attract researchers' attention. In this paper, a modeling method of pavilion-style timber pagoda was proposed and verified by using the shaking tablet test results of a scaled seven-story Tang-style timber pagoda. Based on it, the influence of structural swing component and lateral shear component on the seismic performance of traditional multi-story timber pagoda was investigated. The results show that increasing the lateral shear component could improve the structural stiffness and decrease the displacement response under different earthquake intensities, and obtain larger acceleration amplification coefficients and inter-story shear force of the structure simultaneously; The increase of the rocking component will lead to higher nonlinear response under high intensity earthquake. With the increase of the excitation intensity, the inter-story drifts and shear forces of lower floors increase and the

收稿日期: 2021-01-20

基金项目: 上海市科委重点项目(13231201700)

作者简介: 吴亚杰(1991-), 男, 博士, 副教授, 主要从事现代和传统木结构研究, E-mail: yajiewu@xauat.edu.cn.

宋晓滨(通信作者), 男, 博士, 教授, 博士生导师, E-mail: xiaobins@tongji.edu.cn.

Received: 2020-01-20

Foundation item: Key Project of Scientific and Technology Committee of Shanghai Metropolitan (No. 13231201700)

Author brief: WU Yajie (1991-), PhD, associate professor, main research interests: modern and traditional timber structures, E-mail: yajiewu@xauat.edu.cn.

SONG Xiaobin (corresponding author), PhD, professor, doctoral supervisor, E-mail: xiaobins@tongji.edu.cn.

acceleration amplification coefficients of upper floors increases first and then decreases.

Keywords: pavilion-style timber pagoda; seismic performance; rocking component; racking component; modelling method

中国传统木结构具有深厚的历史底蕴,是传统木结构营造技艺的载体,更是中华优秀传统文化的具象表现。随着人们对优秀传统文化日益增长的精神需求,中国传统木结构得到了切实的保护、传承和发扬,各地陆续新建了许多传统风格木结构建筑。作为传统木结构营造技艺的最高成就,多高层楼阁式木塔受到了人们的关注,由于中国是一个地震多发且震害严重的国家,此类结构的设计及其抗震性能有待进一步探讨和研究。

中国现存的楼阁式古建筑木结构(如山西应县木塔和飞云楼等)主要由柱架层和铺作层组成。榫卯连接木框架是柱架层的基本抗侧单元,具有摇摆与剪切两种抗侧机制。木框架抗剪机制主要来源于梁柱节点,谢启芳等^[1-2]试验研究了燕尾榫节点转动性能并提出了其弯矩-转角模型。在木构架侧倾过程中,木柱柱头和柱脚局部受力且局部受力区合力不重合,竖向荷载提供恢复力,贺俊筱等^[3-4]试验研究了木柱的摇摆抗侧性能。Crayssac 等^[5]考虑了木柱摇摆抗侧贡献,试验研究了传统多高层楼阁式木塔中典型木框架的抗侧性能。斗拱节点是铺作层的基本抗侧构件,亦具有类似摇摆与剪切抗侧机制。单个斗拱在水平和竖向荷载作用下绕底部榫斗发生偏转,其抗侧性能随竖向荷载的提高而增强^[6-7]。双斗拱之间由于连梁(枋)拉结或填充墙板参与抗侧,其抗侧承载力和耗能能力均得到显著提升^[8-10]。吴亚杰等^[11]基于摇摆与剪切机理提出了斗拱节点抗侧荷载-位移模型。此外,日本传统木结构营造技术发源于中国,日本唐风木塔中设置了贯穿塔身的连续通芯柱^[12],通芯柱的设置增加了结构的侧剪分量。参考中国多高层古建筑木结构和日本唐风木塔的结构形式,宋晓滨等^[13]对结构中心设置4根通长木柱的7层仿唐楼阁式木塔开展了振动台试验,研究了大震作用下此类结构的破损模式和变形性能。以上研究表明,现存楼阁式古建筑木结构在地震作用下的动力响应包含摇摆与侧剪行为;同时,在对多高层仿古木结构进行结构设计时,可考虑不同结构摇摆与侧剪分量的组合方案(如使用具有不同转动刚度的榫卯连接节点或采用/不采用结构通芯柱),这些组合方案影响结构的动力特性及地震作用下的动力响应。然而,现有研究尚未探究摇摆和侧剪分

量的变化对多高层传统木结构抗震性能的影响。

笔者以7层传统楼阁式木塔^[14]为对象,基于开源计算软件 OpenSees 提出了传统楼阁式木塔建模方法,并使用振动台模型试验结果^[13]验证其有效性;基于有效的建模方法,考虑不同的摇摆与侧剪切分量组合,建立3种传统楼阁式木塔典型结构数值模型并开展动力时程分析,揭示摇摆与侧剪分量的变化对木塔动力响应的影响。

1 7层传统楼阁式木塔概况

木塔为仿唐楼阁式纯木结构塔,结构平面为正方形,共有7层,每层3开间3进深,底层增设副阶周匝(回廊),如图1所示。木塔结构高度为40.3 m,其中,底层层高7.35 m,2~6层层高5.25 m,7层楼板至屋顶6.7 m。木塔顶层屋面上设塔刹,高13.4 m,重约10 t,质量主要集中于底部。木塔底层正方形平面宽度17.6 m,2层宽度15 m,2层以上楼层平面宽度每层递减0.6 m。2层及以上楼层外侧走廊宽度为1.2 m。

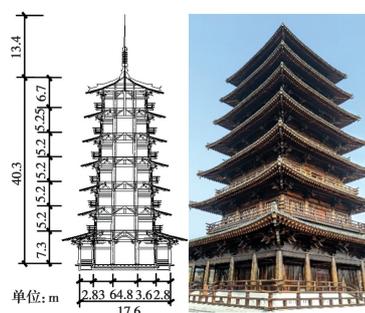


图1 7层传统楼阁式木塔

Fig. 1 A traditional seven-story pavilion-style timber pagoda

结构中心设有4根贯通塔高的斜柱(亦称金柱,中间有按古法制作的接柱节点,接柱节点见图2,可近似考虑为连续)。斜柱倾斜度为0.37%,通过两道主梁和木支撑组成的桁架和各楼层拉结,形成类似核心框架筒体。外围檐柱底部支承于楼面梁上,上部和斗拱节点通过暗榫相连,每层檐柱内移300 mm,因此,上下楼层檐柱竖向不连续且偏置。斗拱节点与框架筒体形成加强层。木塔底层木柱与下部混凝土柱础相连,并采用木榫头嵌入混凝土卯口的方式限制木柱水平滑移。木塔构件营造方法、节点连接及施工方法详见文献^[14]。

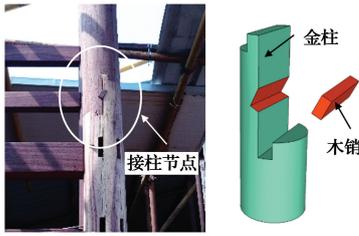


图 2 接柱节点

Fig. 2 Column jointing connection

结构主要构件均采用非洲花梨木制作,次要局部构件采用柚木,主要构件的几何尺寸信息列于表 1。非洲花梨木材性测试结果列于表 2。木塔结构总质量约为 1 030 t。

表 1 木塔主要构件几何尺寸

Table 1 The geometric dimensions of main components of timber pagoda

构件名称	几何尺寸
金柱	φ650 mm
檐柱	φ500 mm
主梁	340 mm×510 mm
楼板梁	224 mm×336 mm
木支撑	224 mm×224 mm
阑额	280 mm×350 mm
普拍枋	460 mm×240 mm

表 2 非洲花梨木材性测试结果^[15]

Table 2 Material property test results of African padauk

方向	抗压弹性		抗压		抗拉		抗剪	
	模量/MPa	强度/MPa						
顺纹(纵向)	15 207	50.44	101.99					
横纹	径向	1 977	9.35	3.53	10.32			
	切向	1 450	8.96	2.83	11.71			

2 传统楼阁式木塔建模方法及验证

由于传统楼阁式木塔包含大量的木-木连接,斗拱节点中各类组件(木销、剪力键、散斗和木枋等)数量较多且尺寸较小,且各类构件或组件在结构动力响应中存在复杂的接触问题,考虑上述因素会降低木塔建模效率和增加计算分析时间。因此,基于 OpenSees 对木塔进行简化建模,合理考虑影响结构抗侧性能的主要因素,忽略次要因素(如挑檐、榫接楼面板等),从而提高建模及计算分析的效率。

2.1 梁柱构件的模拟

木梁(核心筒主梁、阑额和楼板梁等)和木柱(金

柱和檐柱)截面尺寸较大,这些构件主体在地震作用下未发现破损,保持在基本的弹性状态^[13],因此,在 OpenSees 数值建模中使用弹性梁柱单元(Elastic Beam Column Element)进行模拟,弹性模型取木材顺纹弹性模量 $E_{//}$ 。

2.2 木-木连接的处理

木塔结构中木-木连接主要分为 4 类:金柱与相邻木梁的连接、楼板梁之间的连接、檐柱顶部和底部与木梁的连接以及斗拱节点抗压性能模拟。

2.2.1 金柱与相邻木梁的连接 金柱与相邻楼板梁和核心框架主梁均采用半榫连接,如图 3 所示。使用两节点连接单元(Two Node Link Element)模拟半榫连接。该连接单元设置为零长度,共有 6 个自由度,分别为沿 x, z 和 y 轴(由 x 轴和 z 轴根据右手定则确定)的平动自由度和绕 x, y 和 z 轴的转动自由度。

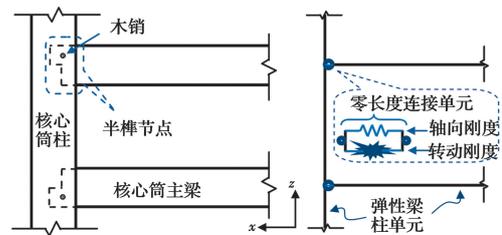


图 3 半榫节点连接模拟

Fig. 3 Connection simulation of half tenon joints

根据 Luo 等^[15]完成的半榫节点试验结果,考量半榫节点转动刚度对木梁内力的影响,如图 4 所示。试验木梁截面尺寸为 100 mm × 150 mm,节点初始转动刚度试验值 k 为 71.64 kN · m/rad,对于跨度相同(按照缩尺比例计算约为 1.4 m)的两端刚接木梁、半刚性连接(半榫连接)木梁和两端铰接木梁,在

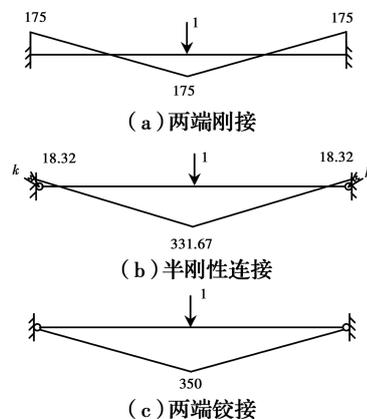


图 4 半榫节点弹性转动刚度对木梁内力的影响

Fig. 4 Influence of elastic rotational stiffness of half tenon joint on the internal force of wood beam

跨中单位集中力的作用下,半榫连接木梁跨中弯矩为两端铰接木梁的 94.8%,可见,半榫连接转动刚度对梁内力影响较小,属于“柔性”连接,故节点平面内(绕 y 轴)和平面外(绕 z 轴)的转动刚度取一较小值(即铰接处理);其余自由度因受到相对较强的约束,其刚度假设为无穷大(通过设置一个显著大的值实现)。

2.2.2 楼板梁之间的连接 结构各层楼板梁一端相交于 4 根芯柱,另一端和楼板边梁相交后延伸至结构外部作为挑台梁,楼板梁与楼板边梁在交汇点处搭接。由于楼板梁的作用主要是承担楼面荷载并将其传递到相邻金柱或斗拱节点上部的叉柱上,对整体结构的抗侧刚度影响较小,且试验中楼板梁没有破坏。因此,在对楼板梁进行建模时,将楼板梁和楼板边梁的搭接节点假设为刚接节点,而楼板梁和芯柱的连接设为铰接,如图 5 所示。挑台部分及其荷载简化为集中力作用在刚接节点上。

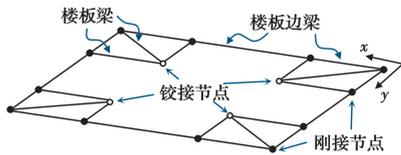


图 5 楼板梁连接的处理
Fig. 5 Modelling of floor beam joints

2.2.3 檐柱顶部和底部与木梁的连接 檐柱柱脚又放在楼板梁上,其顶部与阑额通过燕尾榫相连。檐柱的摇摆抗侧和梁柱连接的抗弯性能均为榫卯连接木框架抗侧性能的重要组成。然而,对以上两部分连接独立模拟会显著增加结构模型的复杂度,因此,将这两部分提供的抗侧性能使用宏观剪切弹簧模拟,则檐柱顶部和底部与木梁的连接设为铰接。因此,檐柱在数值模型中只传递竖向荷载。

2.2.4 斗拱节点的抗压性能模拟 斗拱节点既承担竖向荷载又具备抵抗侧向荷载的能力,其中,在模拟斗拱节点竖向抗压性能时,考虑到其弹性抗压承载力^[10]远大于其在木塔结构中承担的竖向荷载,因此使用两端弯矩释放的弹性梁柱单元模拟。斗拱节点主要为横纹受压,故该弹性梁柱单元的弹性模量取木材横纹弹性模量 E_{\perp} (取表 2 中径向和切向弹性模量的均值)。斗拱节点竖向抗压刚度与木枋在斗斗底面积范围内交错的范围有关,因此,根据斗拱节点抗压试验结果^[10],弹性梁柱单元的面积近似取为斗斗有效受压面积 $0.3A_{b0}$, A_{b0} 如图 6 阴影部分所示,其中, W_b 为木枋截面宽度, l_{ct} 为斗斗顶面宽度,单元高度取斗斗节点高度。

2.3 柱架层和加强层抗侧性能模拟

将一榫榫卯连接木框架或双斗斗拱节点作为一个整体考虑,使用单个剪切弹簧模拟其抗侧性能,如图

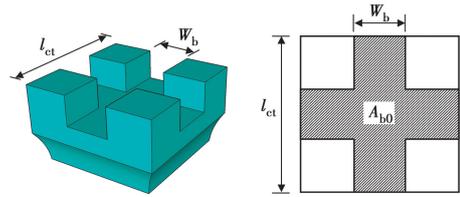


图 6 斗斗有效受压面积 A_{b0}
Fig. 6 Effective compression area of Ludou

7 所示。剪切弹簧基于两节点连接单元(Two Node Link Element)定义。考虑到中间跨和边跨构件所承担的竖向荷载差异以及结构的对称性,除底层外,第 i 层柱架层或斗拱加强层分别可定义中间跨弹簧 $k_{m,i}$ 和边跨弹簧 $k_{e,i}$ 两类弹簧。

各剪切弹簧采用 Wu 等^[16]提出的滞回模型(图 8),其中骨架曲线参数(P_0, P_1, P_2, P_3, k_0 和 k_1 等)可由榫卯连接木框架和斗拱节点基于摇摆与剪切机理抗侧荷载-位移关系^[11,17]计算确定。由于边跨和中间跨框架存在共同部分,在计算边跨弹簧 $k_{e,i}$ 的骨架曲线时,按照边跨檐柱竖向荷载计算,并将骨架曲线的荷载折减 50%。控制滞回规则的系数 $c_1, k_{un}, f_{un}, \delta_n$ 等可通过对榫卯连接木框架^[5]和斗拱节点^[10]滞回曲线拟合得到。

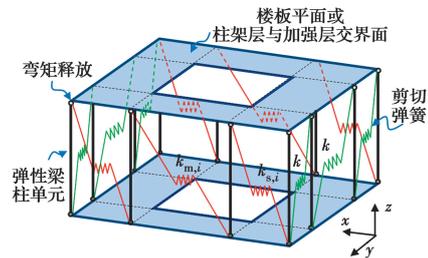


图 7 柱架层或加强层抗侧性能模拟
Fig. 7 Modelling of the lateral performance of beam-column layer or strengthened layer

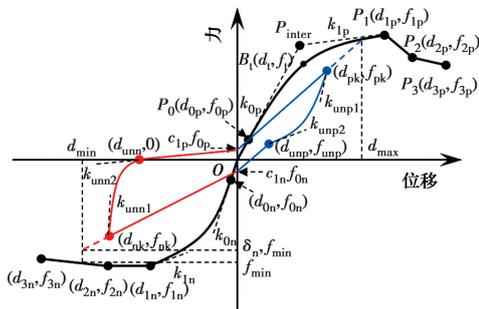


图 8 滞回模型^[16]

Fig. 8 Hysteretic model^[16]

缩尺结构各层榫卯连接木框架抗侧荷载-位移骨架曲线参数和滞回系数分别列于表 3 和表 4,各层斗斗拱节点抗侧荷载-位移骨架曲线和滞回系数分别列于表 5 和表 6。

表 3 缩尺结构各层榫卯连接木框架抗侧骨架曲线参数取值
Table 3 Parameter values of backbone curve of timber frames in each story of scaled model

楼层	框架位置	Δ_0/mm	P_0/kN	$k_0/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_1/mm	P_1/kN	$k_1/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_3/mm	P_3/kN
1 层	中跨	1.39	0.19	0.14	47.19	2.22			
	边跨	1.39	0.09	0.06	47.19	1.09			
	回廊	1.39	0.1	0.07	47.19	1.11			
2 层	中跨	1.07	1.12	1.05	36.62	4.47			
	边跨	1.07	0.56	0.52	36.62	2.32			
3 层	中跨	1.07	0.84	0.78	36.62	4.07			
	边跨	1.07	0.47	0.44	36.62	2.16			
4 层	中跨	1.07	0.67	0.63	36.62	3.69	0	100	0
	边跨	1.07	0.38	0.35	36.62	1.92			
5 层	中跨	1.07	0.51	0.48	36.62	4.43			
	边跨	1.07	0.29	0.27	36.62	1.73			
6 层	中跨	1.07	0.36	0.34	36.62	3.02			
	边跨	1.07	0.21	0.20	36.62	1.56			
7 层	中跨	1.07	0.22	0.20	36.62	2.71			
	边跨	1.07	0.14	0.13	36.62	1.39			

注: P_2 点为线段 P_1P_3 的中点。

表 4 榫卯连接木框架抗侧滞回规则系数取值
Table 4 Values of coefficients in defining hysteretic rules of timber frames

c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	c_7	c_8	δ
0.45	8.6	0.5	1.2	0.19	0.34	0.4	0.28	0.85

表 5 缩尺结构各层斗拱节点抗侧骨架曲线参数取值
Table 5 Parameter values of backbone curve of dou-gong connections in each story of scaled model

楼层	斗拱位置	Δ_0/mm	P_0/kN	$k_0/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_1/mm	P_1/kN	$k_1/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_3/mm	P_3
1 层	中跨	1.52	0.6	0.39	42.86	1.25			
	边跨	1.52	0.33	0.21	32.89	0.96			
	回廊	1.52	0.2	0.13	26.26	0.87			
2 层	中跨	2.04	1.53	0.75	87.3	7.85			
	边跨	2.04	0.89	0.44	68.49	5.07			
3 层	中跨	2.04	1.32	0.65	82.8	6.2			
	边跨	2.04	0.77	0.38	61.34	3.43			
4 层	中跨	2.04	1.11	0.54	79.23	4.66	0		P_1
	边跨	2.04	0.66	0.32	57.76	2.63			
5 层	中跨	2.04	0.91	0.45	72.07	3.2			
	边跨	2.04	0.55	0.27	55.97	1.85			
6 层	中跨	2.04	0.67	0.33	72.07	1.87			
	边跨	2.04	0.46	0.23	50.6	1.12			
7 层	中跨	2.04	0.2	0.10	33.73	1.13			
	边跨	2.04	0.13	0.06	22.53	0.9			

注: P_2 点为线段 P_1P_3 的中点。

表 6 斗拱抗侧滞回规则系数取值

Table 6 Values of coefficients in defining hysteretic rules of dou-gong connections

c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	c_7	c_8	δ
0.95	6	0.03	1.7	0.16	0.28	0.5		0.9

2.4 木支撑刚度计算方法及模拟

木支撑的连接形式如图 9 所示。由于木材横纹方向材性显著弱于顺纹方向材性,木支撑变形主要源自榫头的斜纹受压变形、木柱和木梁表面的横纹受压变形。

因支撑竖向抗压刚度对结构整体抗侧刚度影响较小,故侧重于木支撑水平抗侧刚度 k_b ,可通过式(1)计算。

$$\frac{1}{k_b} = \frac{1}{k_t} + \frac{1}{k_c} \quad (1)$$

式中: k_t 为榫头斜纹抗压刚度, kN/mm ; k_c 为木柱柱体横纹抗压刚度, kN/mm 。

参考 Chang 等^[18]的研究,榫头斜纹抗压刚度 k_t 可根据榫头接触面积、榫头长度和力与顺纹反向的角度计算。

$$k_t = \frac{E(\theta)A_1}{l_t} \quad (2)$$

$$E(\theta) = \frac{E_{\perp} E_{//}}{E_{//} \cos^n \theta + E_{\perp} \sin^n \theta} \quad (3)$$

$$A_1 = b_t h_t \quad (4)$$

式中: $E(\theta)$ 为斜纹弹性模量, MPa ; θ 为力与顺纹方向的夹角, rad ; 系数 n 可取 2; b_t 为榫头截面宽度, mm ; h_t 为榫头截面高度, mm ; l_t 为榫头长度, mm 。

木柱横纹抗压刚度 k_c 可根据支撑底部接触面积和木柱直径近似计算。

$$k_c = \frac{E_{\perp} A_2}{D} \quad (5)$$

$$A_2 = h_c l_b \quad (6)$$

式中: h_c 为接触高度, mm ; l_b 为支撑截面宽度, mm 。

由于结构在地震激励下会产生往复位移,结构一侧木支撑在结构动力响应中会出现与木柱和主梁脱离接触的情况,此时支撑抗侧刚度为零。为简化计算,使用剪切弹簧对每个支撑进行建模,但弹簧刚度折减 50%。

在 1/5 缩尺木塔结构中,图 9 中 $l_t = 62 \text{ mm}$ 、 $b_t = 11 \text{ mm}$ 、 $l_b = 34 \text{ mm}$ 、 $h_t = h_c = 10 \text{ mm}$ 、 $\theta = 45^\circ$ 、 $D = 130 \text{ mm}$ 。原型结构支撑相关尺寸可根据缩尺比例换算得到。

2.5 建模方法验证

基于以上提出的建模方法,建立 7 层传统楼阁式木塔模型结构的有限元数值模型,如图 10 所示。

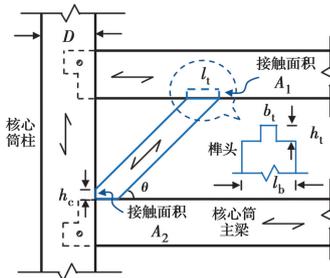


图 9 木支撑的连接方式

Fig. 9 Jointing details of the brace

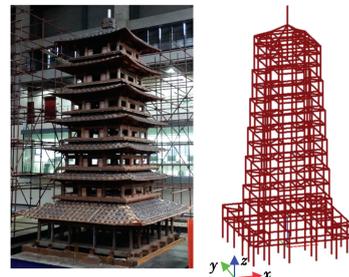
图 10 7 层传统楼阁式木塔缩尺结构数值模型
(未显示剪切弹簧)

Fig. 10 Numerical model of the scaled seven-story pavilion-style timber pagoda (shear elements hidden)

结构数值模型采用集中质量,集中质量来源于 3 部分:第 1 部分为结构构件的自重,可在 OpenSees 中通过设置单元密度自动计算,质量平均分配在单元的两个节点上;第 2 部分来源于楼面荷载,按照各节点承担的荷载面积计算总荷载并且转化为质量,均匀分布在楼板四角点;第 3 部分是来源于简化建模省略的构件重量及荷载,如楼板外挑部分和斗拱支撑的挑檐及其所承担的荷载,均转化为相应外部节点上的质量。

数值模型和缩尺结构的自振频率对比列于表 7。由表 7 可见,数值模拟得到的各阶自振频率均低于试验结果。一方面,模型结构构件众多、连接关系复杂,

白噪声激励下结构侧移较小,相关节点(例如榫卯节点)仍处于紧密连接状态或摩擦力作用,因而刚度和自振频率较高;另一方面,数值模型采用了简化建模方法,没有考虑摩擦力影响,对构件和节点的初始段刚度模拟精度较差,因此,自振频率模拟结果较低。

表 7 木塔缩尺结构与数值模型自振频率对比

Table 7 Comparison of natural frequencies of scaled pagoda and numerical model

模型	f_1/Hz	f_2/Hz	f_3/Hz	f_4/Hz
缩尺结构	0.990 3	2.849 7	5.245 1	7.691
数值模型	0.795 8	2.219 8	4.230 2	5.981 3

考虑不同地震强度作用,开展木塔缩尺结构非线性动力时程分析,获取各层加速度和位移时程反应,并与振动台模型试验结果^[13]进行对比。以上海人工波(SHW2)工况(振动台试验加速度相似系数

为 2.0)为例,图 11 和图 12 分别对比了七度多遇(0.07g)、七度基本(0.2g)和七度罕遇(0.44g) SHW2 激励下数值模型和缩尺结构的加速度放大系数和层间位移角分布(最大值组合)。

图 11 表明数值模型各楼面加速度放大系数与试验结果均吻合较好,但塔刹加速度放大系数比试验结果小,说明结构顶部楼层或塔刹与主体结构连接区刚度较数值模型小。图 12 中数值模型上部楼层层间位移角较试验结果小,且其差异随着地震激励强度增加而增大,说明数值模型上部楼层刚度较试验结构大,地震作用下非线性响应较弱,但数值模拟结果能够较为真实地反映结构底层的最大位移角,其原因在于数值模型的加速度和位移时程的最大值与试验值较为接近(以图 13 为例)。因此,提出的建模方法可用于计算楼阁式木塔的动力响应。

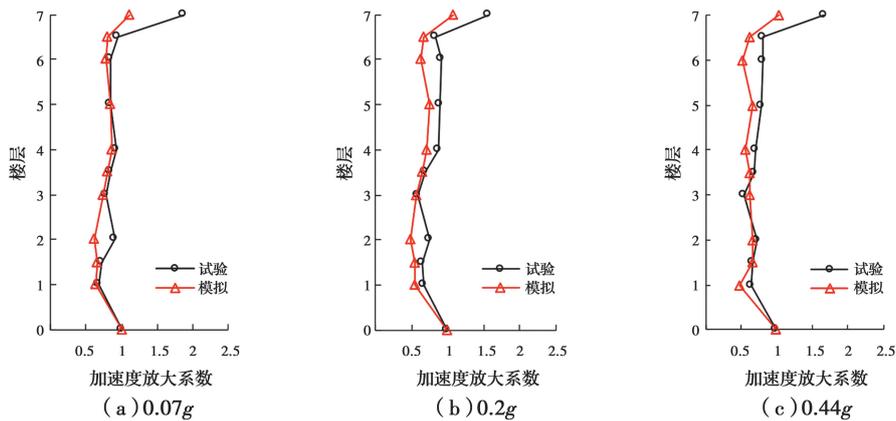


图 11 SHW2 激励下加速度放大系数分布对比

Fig. 11 Comparison of acceleration amplification coefficient distribution under SHW2

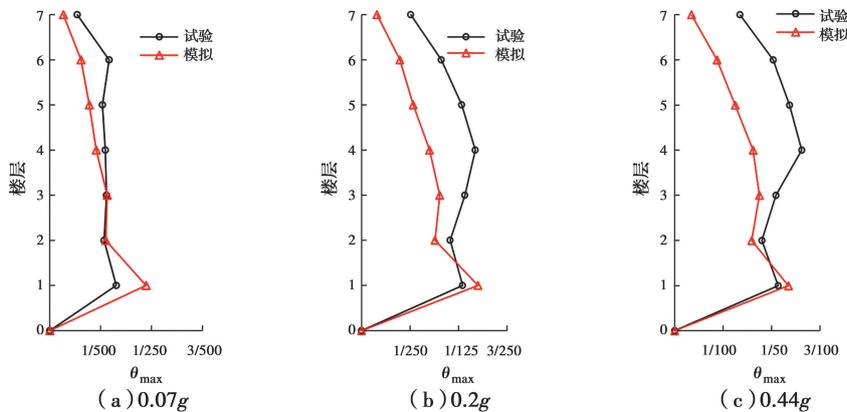


图 12 SHW2 激励下层间位移角分布

Fig. 12 Maximum inter-story drift distribution along model height under SHW2

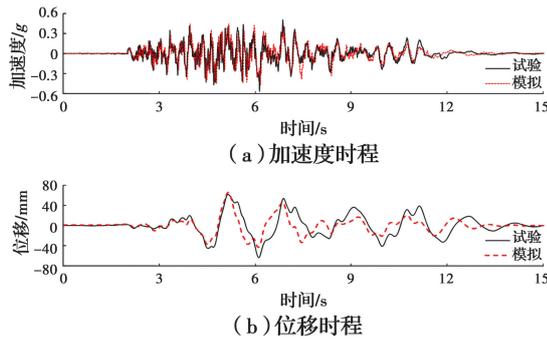


图 13 七度罕遇(0.44g)SHW2 木塔 4 层楼板动力响应对比
Fig. 13 Comparison of dynamic responses of the fourth floor under SHW2 with rarely-met intensity(0.44g)

3 摇摆与侧剪行为分析

为定性研究结构摇摆与侧剪分量对结构整体抗震性能的影响,在图 1 所示结构方案的基础上,通过改变结构布置方式或相关构件连接参数,变化得到不同摇摆与侧剪分量构成的典型木塔结构。典型木塔结构特征列于表 8。

表 8 不同摇摆与侧剪分量构成的典型木塔结构
Table 8 Typical timber pagoda structures with different rocking and racking components

典型木塔结构	结构特征	说明
木塔结构 I	图 1 所示原型结构	
木塔结构 II	将结构 I 核心筒框架改为传统“柱架层+铺作层”	增加摇摆分量
木塔结构 III	将结构 I 中核心筒框架梁与框架柱节点设为刚结	增加侧剪分量

木塔结构 I 为图 1 所示原型结构,结构中外围榫卯连接木框架和斗拱节点表现为摇摆与剪切协同抗侧,核心筒框架为剪切抗侧机制。以木塔结构 I 作为基准结构。

木塔结构 II 在保持木塔结构 I 几何特征不变的

基础上,将核心筒框架还原为榫卯连接木框架和斗拱节点,使整个结构变化为更具宋辽特色的“柱架层+铺作层”的结构布置方式(类似应县木塔的结构特点,即木塔结构 II 中心与结构 I 外围布置相似)。相对木塔结构 I,木塔结构 II 增加了木柱和斗拱的摇摆抗侧分量,从整体上削弱了剪切抗侧分量。

木塔结构 III 将核心筒框架梁与框架柱节点的连接刚度增大,由柔性连接改为刚性连接,其他结构构件和布置方式均保持不变。刚性梁柱节点增加了核心筒框架的抗侧刚度,从而增加了结构的侧剪分量。

木塔结构 I ~ III 的数值模型根据前述木塔建模方法建立。除结构自重外,数值模型的重力荷载代表值及模型质量分布主要取决于挑檐、楼面的恒载和活载,其设计面荷载列于表 9。

表 9 典型木塔结构设计面荷载
Table 9 Design surface load of typical timber pagoda structures

荷载区域	恒载/ (kN · m ⁻²)	活载/ (kN · m ⁻²)	备注
挑檐/瓦面	2.08		不考虑 检修荷载
结构中心楼面	1	2.5	
其余楼面	1	2	

3 种典型结构外围榫卯连接木框架和斗拱节点抗侧性能参数分别列于表 10 和表 11。因木塔结构 II 改为传统“柱架层+铺作层”的结构布置方式,结构中心榫卯连接木框架和斗拱节点性能参数列于表 12 和表 13。

仅讨论分析摇摆与剪切抗侧分量配比对结构抗震性能的影响,因此根据木塔结构所在场地(IV 类场地),选取上海人工波作为地震输入,地震强度主要考虑七度多遇、七度基本和七度罕遇地震强度,开展动力时程分析。

表 10 典型结构外围榫卯连接木框架抗侧骨架曲线参数取值

Table 10 Parameter values of backbone curve of external timber frames in each story of typical structures

楼层	框架位置	Δ_0 /mm	P_0 /kN	k_0 /(kN · mm ⁻¹)	Δ_1 /mm	P_1 /kN	k_1 /(kN · mm ⁻¹)	Δ_3 /mm	P_3 /kN
1 层	中跨	4.11	5.0	1.22	139.65	107			
	边跨	4.11	2.50	0.61	139.65	52.4			
	回廊	4.11	2.63	0.64	139.65	58.2			
2 层	中跨	4.11	43.43	10.57	139.65	203.35	0	500	0
	边跨	4.11	26.07	6.34	139.65	112.0			
3 层	中跨	4.11	35.17	8.56	139.65	183.2			
	边跨	4.11	21.40	5.21	139.65	175.3			

续表 10

楼层	框架位置	Δ_0/mm	P_0/kN	$k_0/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_1/mm	P_1/kN	$k_1/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_3/mm	P_3/kN
4 层	中跨	4.11	27.38	6.66	139.65	164.3			
	边跨	4.11	16.79	4.09	139.65	89.3			
5 层	中跨	4.11	19.96	4.86	139.65	146.2			
	边跨	4.11	12.30	2.99	139.65	78.5			
6 层	中跨	4.11	13.14	3.20	139.65	129.7	0	500	0
	边跨	4.11	8.20	2.00	139.65	68.95			
7 层	中跨	4.11	6.73	1.64	139.65	114.24			
	边跨	4.11	4.24	1.03	139.65	58.85			

注: P_2 点为线段 P_1P_3 的中点。

表 11 典型结构外围斗拱节点抗侧骨架曲线参数取值

Table 11 Parameter values of backbone curve of external timber frames in each story of typical structures

楼层	斗拱位置	Δ_0/mm	P_0/kN	$k_0/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_1/mm	P_1/kN	$k_1/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_3/mm	P_3
1 层	中跨	7.9	5.0	0.63	77.03	107			
	边跨	7.9	2.50	0.32	38.5	52.4			
	回廊	7.9	2.63	0.33	40.5	58.2			
2 层	中跨	7.9	43.43	5.50	116.89	203.35			
	边跨	7.9	26.07	3.30	92.63	112.0			
3 层	中跨	7.9	35.17	4.45	108.47	183.2			
	边跨	7.9	21.40	2.71	83.21	175.3			
4 层	中跨	7.9	27.38	3.47	104.26	164.3	0	500	P_1
	边跨	7.9	16.79	2.13	79.04	89.3			
5 层	中跨	7.9	19.96	2.53	100.05	146.2			
	边跨	7.9	12.30	1.56	76.89	78.5			
6 层	中跨	7.9	13.14	1.66	95.84	129.7			
	边跨	7.9	8.20	1.04	70.58	68.95			
7 层	中跨	7.9	6.73	0.85	93.73	114.24			
	边跨	7.9	4.24	0.54	65.32	58.85			

注: P_2 点为线段 P_1P_3 的中点。

表 12 木塔结构 II 中心榫卯连接木框架抗侧骨架曲线参数取值

Table 12 Parameter values of backbone curve of central timber frames of structure II

楼层	框架位置	Δ_0/mm	P_0/kN	$k_0/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_1/mm	P_1/kN	$k_1/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_3/mm	P_3/kN
2 层	结构内部	4.11	40.2	9.78	139.65	195.5			
3 层		4.11	32.91	8.01	139.65	177.78			
4 层		4.11	25.35	6.17	139.65	161.85			
5 层		4.11	20.06	4.88	139.65	146.77	0	500	0
6 层		4.11	14.22	3.46	139.65	129.65			
7 层		4.11	7.86	1.91	139.65	118.54			

注: P_2 点为线段 P_1P_3 的中点。

表 13 木塔结构 II 中心斗拱节点抗侧骨架曲线参数取值

Table 13 Parameter values of backbone curve of central timber frames of structure II

楼层	斗拱位置	Δ_0/mm	P_0/kN	$k_0/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_1/mm	P_1/kN	$k_1/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	Δ_3/mm	P_3
2 层		7.9	54.4	5.50	126.77	219.4			
3 层		7.9	47.15	4.45	119.23	206.31			
4 层	结构内部	7.9	39.65	3.47	110.42	190.04			
5 层		7.9	31.9	2.53	106.37	181.16	0	500	P_1
6 层		7.9	22.31	1.66	84.65	176.87			
7 层		7.9	12.73	0.85	93.73	114.24			

注: P_2 点为 P_1P_3 直线的中点。

3.1 结构自振频率

各典型木塔结构的自振频率列于表 14。由于增加了核心筒框架梁柱节点的刚度,木塔结构 III 的自振频率大于木塔结构 I。木塔结构 II 的一阶自振频率与木塔结构 I 大致相当,二阶自振频率比木塔结构 I 稍高(约提高 13%),这是因为木塔结构 I 中核心筒框架各层梁柱节点均设为铰接,且芯柱与地面连接也设为铰接,在此边界约束下的通长核心筒柱(金柱)抗侧刚度较小,而将其还原为传统的“柱架层+铺作层”的结构布置方式后,各层木柱和斗拱在竖向荷载作用下的摇摆抗侧刚度增加,结构整体刚度有略微增加。

表 14 典型木塔结构自振频率对比

Table 14 Comparison of natural frequencies of typical timber pagoda structures

木塔结构	f_1/Hz	f_2/Hz
木塔结构 I	0.37	0.92
木塔结构 II	0.38	1.01
木塔结构 III	0.42	1.14

3.2 结构加速度放大系数分布

各典型结构的加速度放大系数分布如图 14 所

示。在七度多遇地震作用下,由于结构非线性发展不明显,木塔结构 I 和 II 的加速度放大系数分布相近;木塔结构 III 因刚度较大,各层的加速度放大系数大于其他结构。在七度基本地震作用下,木塔结构 II 的 4 层以上的加速度放大系数明显大于木塔结构 I,但与木塔结构 III 相近(除塔刹外);在七度罕遇地震作用下,木塔结构 II 的 2~6 层的加速度放大系数大于木塔结构 I;以上加速度放大系数增大的原因为底层在中震和强震作用下进入非线性(图 15(c)木塔结构 II 层间位移大于木塔结构 I)。可见,摇摆分量的增加会影响结构在不同强度地震作用下的加速度响应;侧剪分量的增加使得结构刚度增加,从而会放大结构的加速度放大系数。

3.3 结构层间位移角分布

图 15 为各典型木塔层间位移角分布对比。虽然木塔结构 III 核心框架节点采用了刚接节点,但总体变形为剪切变形。各典型木塔结构的层间位移角沿结构高度方向变化规律相似,均在结构底层出现最大层间位移角。此外,由于木塔结构 III 刚度较大,其各层(除第 3 层)层间位移角比结构 I 和结构 II 小。木塔结构 II 相比木塔 I 增加了斗拱铺作层和木

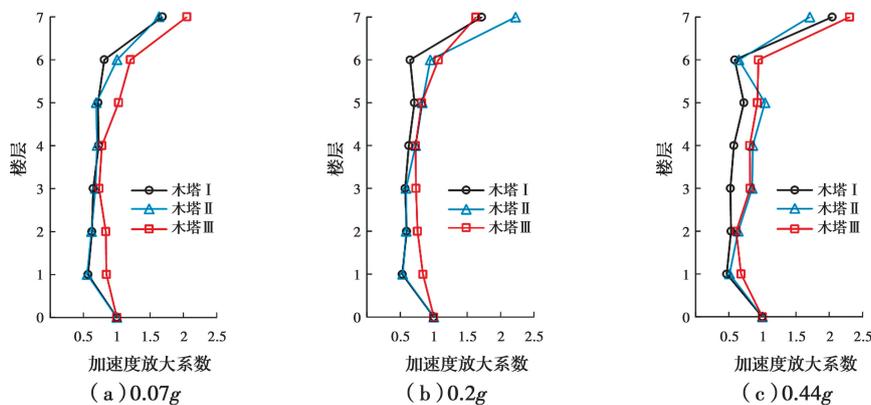


图 14 各典型木塔结构加速度放大系数对比

Fig. 14 Comparison of acceleration amplification coefficient of the typical timber pagoda structures

柱的摇摆分量,因而在小震下的层间位移角小于模型结构 I。随着地震强度的增加,木塔结构 II 底层榫卯连接木框架和斗拱铺作层进入非线性,底层总抗侧刚度降低,导致底层位移角逐渐超过木塔结构 I,而上部楼层的框架层和铺作层刚度退化较不明显,因而层间位移角比木塔结构 I 小。

值得注意的是,木塔结构 II 在第 3 层的层间位移角在 3 种地震烈度下均小于木塔结构 I 和 III,尤其在大震(七度罕遇)下的差异最为明显。可能的原因是增加的铺作层在第 3 层达到刚度和耗能的平衡,即木柱和斗拱摇摆对于刚度的贡献和斗拱耗能

对于降低非线性侧移贡献的最优体现。

3.4 结构层间剪力分布

各典型木塔结构的层间剪力分布对比示于图 16。木塔结构 III 的层间剪力大于其他结构,说明结构侧剪分量的增加会增大结构的层间剪力。木塔结构 II 的 2~6 层的层间剪力大于木塔 I,但随着地震强度的增加,层间剪力的差值增大。七度罕遇地震作用下,木塔结构 II 7 层层间剪力小于木塔结构 I。

由此可见,增加侧剪分量能够增加结构的层间剪力;而摇摆分量的增加使得结构上部楼层层间剪力减小,下部楼层层间剪力增大。

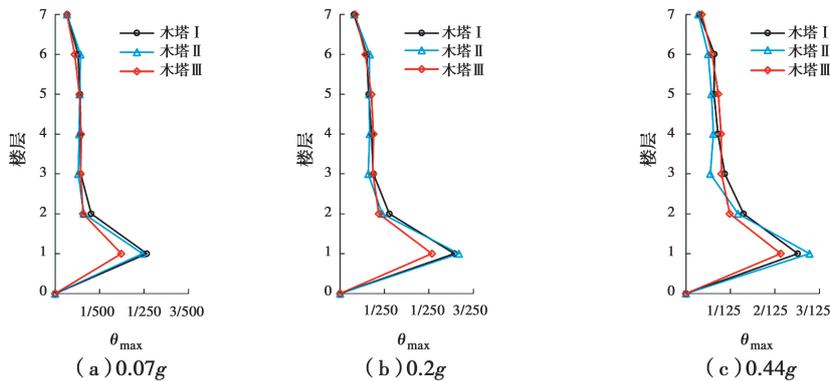


图 15 各典型木塔结构层间位移角分布对比

Fig. 15 Comparison of inter-story drift distribution of the typical timber pagoda structures

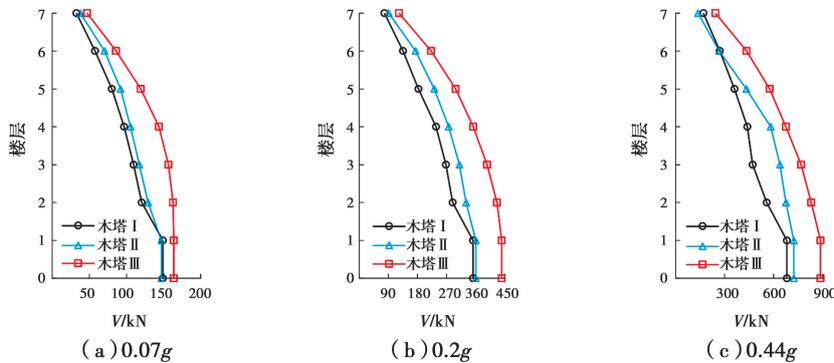


图 16 各典型木塔结构层间剪力分布对比

Fig. 16 Comparison of inter-story shear force distribution of the typical timber pagoda structures

4 结论

通过改变结构相关布置方式或构件连接性能参数,揭示了摇摆分量和侧剪分量对木塔结构抗震性能的影响,主要结论如下:

- 1) 木塔结构中摇摆分量与侧剪分量耦合抵抗地震荷载作用,且摇摆与侧剪分量比影响木塔结构的抗震性能。
- 2) 增加结构的侧剪分量能增强结构的刚度,从而减小结构在不同地震强度下的位移反应,但同时会增大结构的加速度放大系数和层间剪力。
- 3) 增加结构的摇摆分量会增加结构底层的非线性

反应,从而引起结构层间位移角和加速度放大系数分布规律的改变:随着地震强度的增加,结构下部楼层层间位移角增大,上部楼层层间位移角减小;结构上部楼层加速度放大系数呈先增大后减小趋势;顶部楼层层间剪力减小,其他楼层层间剪力增大。

参考文献:

[1] 谢启芳,杜彬,向伟,等. 古建筑木结构燕尾榫节点抗震性能及尺寸效应试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(3): 112-120.
XIE Q F, DU B, XIANG W, et al. Experimental study on seismic behavior and size effect of dovetail mortise-

- tenon joints of ancient timber buildings [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(3): 112-120. (in Chinese)
- [2] 谢启芳, 杜彬, 钱春宇, 等. 古建筑木结构燕尾榫节点弯矩-转角模型研究[J]. *工程力学*, 2016, 33(8): 39-44.
XIE Q F, DU B, QIAN C Y, et al. Study on the moment-rotation model of the dovetail mortise-tenon joint of ancient timber buildings [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(8): 39-44. (in Chinese)
- [3] 贺俊筱, 王娟, 杨庆山. 古建筑木结构柱脚节点受力性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2017, 38(8): 141-149.
HE J X, WANG J, YANG Q S. Mechanical property of column footing joint in traditional wooden structure by quasi-static test [J]. *Journal of Building Structures*, 2017, 38(8): 141-149. (in Chinese)
- [4] 贺俊筱, 王娟, 杨庆山. 考虑高径比影响的木结构柱抗侧能力试验研究[J]. *土木工程学报*, 2018, 51(3): 27-35.
HE J X, WANG J, YANG Q S. Experimental study on lateral resistance capacity of column in traditional timber structures considering effects of height-diameter ratio [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2018, 51(3): 27-35. (in Chinese)
- [5] CRAYSSAC E, SONG X B, WU Y J, et al. Lateral performance of mortise-tenon jointed traditional timber frames with wood panel infill [J]. *Engineering Structures*, 2018, 161: 223-230.
- [6] 袁建力, 陈韦, 王珏, 等. 应县木塔斗拱模型试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(7): 66-72.
YUAN J L, CHEN W, WANG J, et al. Experimental research on bracket set models of Yingxian Timber Pagoda [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(7): 66-72. (in Chinese)
- [7] 潘毅, 袁双, 王慧琴, 等. 古建筑木结构偷心造和计心造斗拱力学性能数值分析[J]. *土木建筑与环境工程*, 2017, 39(5): 9-15.
PAN Y, YUAN S, WANG H Q, et al. Numerical analysis of mechanical behavior of Tou-Xin-Zao and Ji-Xin-Zao Tou-Kung in Chinese ancient timber structures [J]. *Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering*, 2017, 39(5): 9-15. (in Chinese)
- [8] 谢启芳, 向伟, 杜彬, 等. 古建筑木结构叉柱造式斗拱节点抗震性能试验研究[J]. *土木工程学报*, 2015, 48(8): 19-28.
XIE Q F, XIANG W, DU B, et al. Experimental study on seismic behavior of fork-column "Dougong" joints in timber structures of Chinese ancient buildings [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2015, 48(8): 19-28. (in Chinese)
- [9] FUJITA K, SAKAMOTO I, OHASHI Y, et al. Static and dynamic loading tests of bracket complexes used in traditional timber structures in Japan [C]//*Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
- [10] WU Y J, SONG X B, LI K. Compressive and racking performance of eccentrically aligned Dou-Gong connections [J]. *Engineering Structures*, 2018, 175: 743-752.
- [11] 吴亚杰, 宋晓滨, 顾祥林. 基于摇摆与剪切协同的斗拱节点抗侧荷载-位移模型[J/OL]. *建筑结构学报*. <https://doi.org/10.14006/j.jzjgxb.2020.0480>.
WU Y J, SONG X B, GU X L. Lateral load-displacement model of dou-gong connections based on rocking and racking coordination [J/OL]. *Journal of Building Structures*. <https://doi.org/10.14006/j.jzjgxb.2020.0480>. (in Chinese)
- [12] FUJITA K, KAWAI N, MINOWA C, et al. Shaking table test and earthquake response monitoring of traditional Japanese timber pagoda [C]//*Proceeding of the 9th World Conference on Timber Engineering*, Portland, 2006.
- [13] 宋晓滨, 吴亚杰, 罗烈, 等. 传统楼阁式木结构塔振动台试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2017, 38(2): 10-19.
SONG X B, WU Y J, LUO L, et al. Shaking table test on a traditional pavilion-style wooden pagoda [J]. *Journal of Building Structures*, 2017, 38(2): 10-19. (in Chinese)
- [14] SONG X B, WU Y J, LI K, et al. Mechanical behavior of a Chinese traditional timber pagoda during construction [J]. *Engineering Structures*, 2019, 196: 109302.
- [15] LUO L, SONG X B, WU H B, et al. Experimental study on mechanical performance of wood pegged semi mortise and tenon connections [C]//*Proceedings of the 14th World Conference on Timber Engineering*, Vienna, Austria, 2016.
- [16] WU Y, SONG X, VENTURA C, et al. Modeling hysteretic behavior of lateral load-resisting elements in traditional Chinese timber structures [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2020, 146(5): 04020062.
- [17] 吴亚杰. 传统多高层楼阁式木塔抗震性能研究[D]. 上海: 同济大学, 2020.
WU Y J. Seismic performance of traditional multi-story pavilion-style timber pagodas [D]. Shanghai: Tongji University, 2020.
- [18] CHANG W S, HSU M F, KOMATSU K. Rotational performance of traditional Nuki joints with gap I: Theory and verification [J]. *Journal of Wood Science*, 2006, 52(1): 58-62.