

考虑榫卯松动的古建筑木结构地震响应分析

马林林^{1,2}, 薛建阳², 张锡成², 耿少波¹

(1. 中北大学土木工程系, 山西 太原 030051; 2. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 通过缩尺比为 1:3.52 的完好古建筑木结构当心间模型振动台试验, 得到了完好古建筑木结构模型的破坏模式、加速度时程曲线及相对位移时程曲线。在验证完好结构有限元模型正确性的基础上, 建立了考虑榫卯松动的残损古建筑木结构有限元模型, 通过对残损古建筑木结构模型在地震作用下的模态分析和动力响应分析, 探讨了榫卯松动对古建筑木结构动力特性和动力响应的影响。结果表明: 榫卯松动的古建筑木结构自振频率较完好结构的低, 且随榫卯连接残损程度的增大, 模型自振频率显著降低; 残损结构柱脚加速度响应和位移响应、柱架加速度响应及模型结构基底剪力较完好结构的小, 柱架位移响应较完好结构的大, 且随榫卯连接残损程度的增大, 柱脚加速度响应和位移响应、柱架加速度响应及模型结构基底剪力明显变小, 柱架位移响应显著变大。随 PGA 的增大, 残损结构模型累积耗能不断变大; 随榫卯连接残损程度的增大, 模型各结构层的累积耗能先逐渐增大, 当松动量超过一定值后, 其累积耗能不断减小。

关键词: 残损木结构; 榫卯松动; 地震响应; 有限元分析

中图分类号: TU366.2; TU311.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2023)04-1083-11

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.04.022

1 概述

古建筑木结构不仅是悠悠五千年华夏文明的结晶, 更是世界历史长河中的稀世珍宝^[1]。然而, 因木材耐久性较差, 致使现存古建筑木结构处于不同程度的残损状态, 其中榫卯连接松动(如图 1 所示)是其主要残损形式之一, 榫卯连接作为古建筑木结构的重要耗能构件, 对古建筑木结构的抗震性能有显著影响^[2]。因此, 亟需对考虑榫卯松动的古建筑木结构的结构特性和抗震性能进行深入系统地研究。

目前, 国内外学者对古建筑木结构的研究主要集中于完好木柱、榫卯连接、斗拱及整体结构。王娟等^[3]对殿堂式古建筑木结构木柱进行了受力机理分析, 得到了摇摆柱顶部荷载-水平位移力学模型。谢启芳等^[4]对局部残损木柱进行了轴心受压试验, 获得了残损木柱的破坏模式, 分析了其承载力和刚度退化规律。王明谦等^[5]对带木销半榫连接进行了单调加载试验和数值模拟, 分析了带木销半榫连接的转动性能。Chen 等^[6]对燕尾榫连接进行了单调加载试验, 得到了连接的弯矩-转角关系曲线和破坏形态。Ma 等^[7]对松动透榫连接进行了拟静力试验, 得到了其破坏模式, 分析了其在水平往复荷载下的受



(a) 典型古建筑木结构实例

(a) Example of typical ancient timber structures



(b) 榫卯连接松动

(b) Looseness of mortise-tenon connection

图 1 古建筑木结构榫卯连接松动实例

Fig. 1 The example of mortise-tenon looseness in ancient timber structures

力机理, 推导了松动透榫连接的弯矩-转角理论关系。Li 等^[8]对双跨木构架进行了低周往复荷载试

收稿日期: 2021-11-17; 修订日期: 2022-03-22

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52278317); 陕西省自然科学基金基础研究计划重点项目(2020JZ-50); 山西省基础研究计划资助项目(20210302124117); 陕西省自然科学基金基础研究基金资助项目(2022JM-223)。

验,得到了其破坏模式、滞回特性、强度及刚度退化。吴亚杰等^[9]分析了斗拱在竖向和水平荷载作用下的摇摆和剪切抗侧机制,建立了斗拱抗侧荷载-位移关系的解析模型。张锡成等^[10]基于殿堂式古建筑木结构振动台试验模型,建立了三维非线性扩展离散元模型,将其计算结果与振动台试验结果进行对比,验证了离散元模型的有效性。

已有研究较全面地分析了完好古建筑木结构的结构特性,然而对考虑残损古建筑木结构的研究较少^[4-7]。本文通过完好古建筑木结构模型的振动台试验^[11],获得了完好古建筑木结构的破坏模式、动力特性、加速度和位移时程曲线,建立了完好古建筑木结构有限元模型,在验证模型正确性的基础上,建立了考虑榫卯松动的残损古建筑木结构有限元模型,分析了残损模型在地震作用下的动力响应,探讨了榫卯松动对古建筑木结构动力特性和动力响应的影响。

2 完好结构有限元模型的验证

2.1 完好结构有限元模型的建立

以某景区二等材古建筑木结构为原型,参考清工部《工程做法则例》中的相关规定,选用俄罗斯红松制作了1个四柱单间木结构试验模型(如图2所示),结合现有实验室实际情况,为便于试件制作和试验加载,将模型的缩尺比取为1:3.52,柱础选用抛光的青石,由螺栓固定在振动台上,柱与枋通过燕尾榫连接,斗拱平坐于平板枋上,屋盖由2400 mm×2400 mm×250 mm的混凝土配重块代替,木材的材性指标如表1所示。试验在西安建筑科技大学结构与抗震教育部重点实验室的水平单向电液伺服振动台上进行,详细的加载方案和试验过程见文献^[11]。

本文采用OpenSees有限元程序建立完好古建筑木结构有限元模型,其尺寸与试验模型相同,各部件单元选取和材料定义如表1所示。

2.1.1 柱和枋的模拟

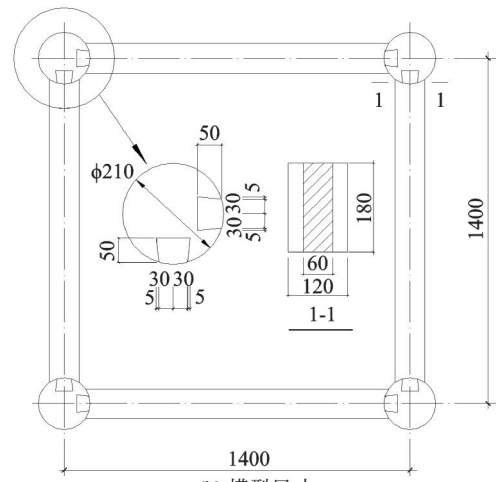
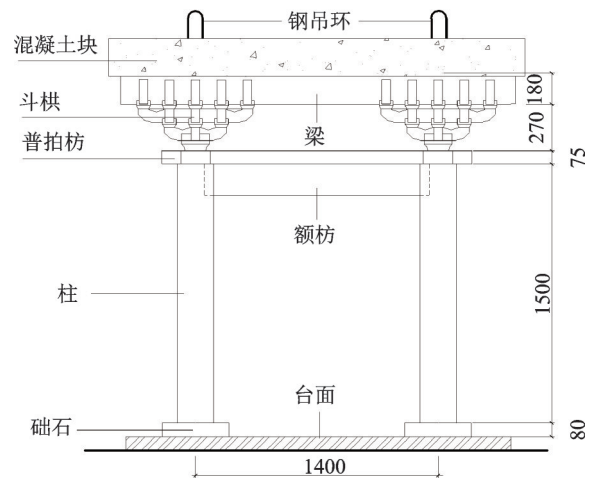
在地震作用下,完好古建筑木结构的破坏主要发生在榫卯连接和斗拱处(见图3)^[11],柱和枋的主体基本处于弹性状态,未发生明显破坏,且主要为顺纹方向受力,故将柱和枋取为弹性梁柱单元(elastic-BeamColumn element),其弹性模量为木材顺纹方向弹性模量。

2.1.2 柱脚连接的模拟

在振动台试验中,柱脚仅发生轻微抬升,故本文



(a) 试验模型
(a) Test model



(b) 模型尺寸
(b) Dimensions of model

图2 试验模型及其尺寸^[11](单位:mm)

Fig. 2 Test model and its dimensions^[11] (Unit: mm)

表1 材性指标

Tab. 1 Indices of wood

$E_L/$ MPa	$E_T/$ MPa	$E_R/$ MPa	$\mu_{L,R}$	$\mu_{L,T}$	$\mu_{R,T}$	$G_{L,R}/$ MPa	$G_{L,T}/$ MPa	$G_{R,T}/$ MPa
10109	274	654	0.02	0.04	0.30	210	275	650

注: E 、 μ 和 G 分别为木材的弹性模量、泊松比、剪切模量;下标L、T和R分别为木材的顺纹方向、横纹弦向、横纹径向。

忽略柱脚的抬升,仅考虑柱脚的滑移和转动,采用水平滑动支座单元(flatSliderBearing element)来模拟柱脚连接,该单元可以通过构造两节点间零长度的

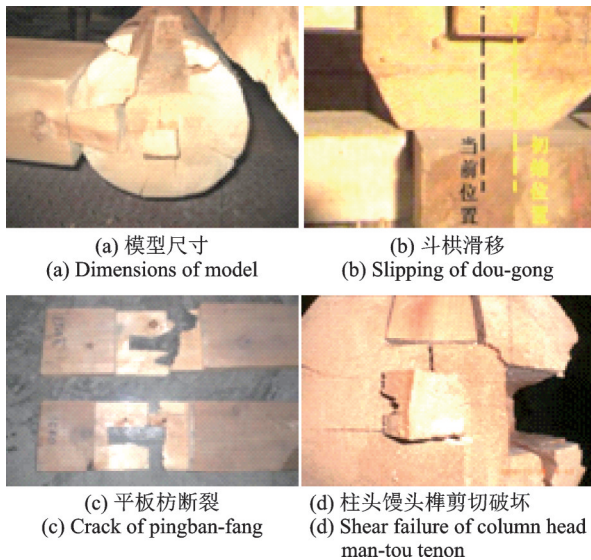


图 3 完好古建筑木结构破坏模式^[11]
Fig. 3 Failure modes of intact ancient timber structure^[11]

水平滑移支座来模拟柱脚的摩擦滑移特性,沿支座垂直方向(z 轴)的材料弹性模量设为 ∞ ,该单元具有沿 x 和 y 轴(振动台加载方向为 x 轴,水平面内垂直于加载方向为 y 轴,垂直方向为 z 轴)的平动刚度,摩擦模型定义为库仑摩擦,通过 frictionModel Coulomb 命令来实现,依据文献[12]摩擦系数取为 0.33。不约束柱脚绕 x,y 和 z 轴的转动刚度以此来模拟柱脚的转动,通过将绕 x,y 和 z 轴转动方向的材料(uniaxialMaterial Elastic)弹性模量设置为 1 来实现。

2.1.3 榫卯连接的模拟

可将榫卯连接的力学特性简化为一个非线性弹簧(如图 4 所示),采用零长度单元(zeroLength element)模拟,该单元具有沿 x,y 和 z 轴的平动刚度和绕 x,y 和 z 轴的转动刚度,不同方向的材料属性均可由单轴材料定义。不考虑零长度单元沿 x,y 和 z 轴的平动刚度及绕 x 和 z 轴的转动刚度,通过 equalDof 命令耦合零长度单元节点相应的自由度来实现。仅考虑榫卯连接绕 y 轴的转动,该方向的材料取为单轴自复位材料(uniaxialMaterial SelfCentering Material),模拟榫卯节点在水平循环荷载下摩擦滑移的滞回特性^[13]。

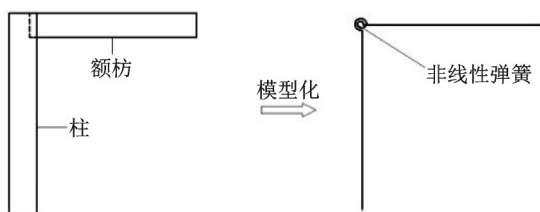


图 4 榫卯连接简化模型
Fig. 4 Simplified model of mortise-tenon connection

2.1.4 斗拱的模拟

采用两节点连接单元(twoNodeLink element)来模拟斗拱。因振动台试验为单向加载且加载过程中斗拱未发生明显的平面外扭转,因此该单元不考虑沿 y 和 z 轴的平动刚度及绕 x 和 z 轴的转动刚度,同时将其设为 ∞ ,仅考虑该单元沿 x 轴的平动刚度和绕 y 轴的转动刚度,通过将沿 x 轴平动和绕 y 轴转动方向的材料属性设置为 uniaxialMaterial Hysteretic Material 和 uniaxialMaterial ElasticPP 来实现,模拟斗拱具有较好耗能性能和延性的滞回特性^[1]。

2.1.5 屋盖的模拟

用壳单元来模拟混凝土板,壳单元与枋的连接设为铰接。各单元通过节点坐标形成空间结构,定义与试验模型一致的边界条件,完好古建筑木结构有限元模型如图 5 所示,输入与试验相同的工况对有限元模型进行模态分析和动力响应计算。

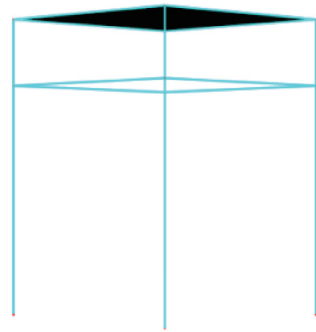


图 5 完好古建筑木结构有限元模型
Fig. 5 FEM of intact ancient timber structure

2.2 古建筑木结构有限元模型的验证

表 2 列出了有限元模型的前六阶自振频率及周期。

由表 2 可知,完好有限元模型前三阶自振周期依次为 0.53, 0.53 和 0.44 s,与试验模型前三阶自振周期(依次为 0.49, 0.49 和 0.38 s^[11])依次相差 7.5%, 7.5% 和 13.6%;完好有限元模型前三阶自振频率依次为 1.89, 1.89 和 2.27 Hz,与试验模型前三阶自振频率(依次为 2.05, 2.05 和 2.63 Hz^[11])依次相差 7.8%, 7.8% 和 13.7%,两者基本吻合。

由 $T = 2\pi\sqrt{m/k}$ 可知,在其他条件一定的情况下,有限元模型自振周期高于试验模型自振周期主要是因为有限元模型的刚度略小于试验模型的刚度。对比有限元模型和试验模型可知,在有限元建模过程中未考虑柱头平板枋对燕尾榫连接转动刚度的影响,同时,分析模型将上部混凝土板简化为壳单元,仅考虑了板自重对有限元模型结构性能的影响,

未考虑板底凹槽对下部结构的约束作用,使有限元模型的整体刚度偏小,进而增大了有限元模型的自振周期,降低了其自振频率。

图6给出了完好模型加速度、相对位移时程曲线的计算结果和试验结果,并标出了最大加速度和最大相对位移的出现时刻。

由图6可知,计算结果与试验结果变化趋势基本吻合,最大加速度、最大相对位移基本在同一时刻出现。在地面峰值加速度(PGA)为0.20g时,因结构开始摆动,柱脚和榫卯连接处木材开始出现塑性变形,结构内部出现损伤,然而滑动支座单元(flatSlider Bearing element)和零长度单元(zeroLength element)均忽略了损伤计算,同时试验所用木材并非理想中的均质、完好材料,可能存在节子、腐朽、裂纹和伤疤等原始缺陷,以及制作误差,因此,计算结果与试验结果出现一定差异,但误差相对较小,且两者

变化趋势仍较为一致。

综上所述,有限元模型与试验模型的分析结果基本吻合,表明两者的模态参数和动力响应基本一致,验证了有限元建模方法的合理性和计算分析的正确性。

表2 计算模型的自振频率及周期

Tab.2 Natural frequencies and periods of calculation model

振型	自振周期 T/s	自振频率 f/Hz
1	0.53	1.89
2	0.53	1.89
3	0.44	2.27
4	0.12	8.33
5	0.12	8.33
6	0.10	10.00

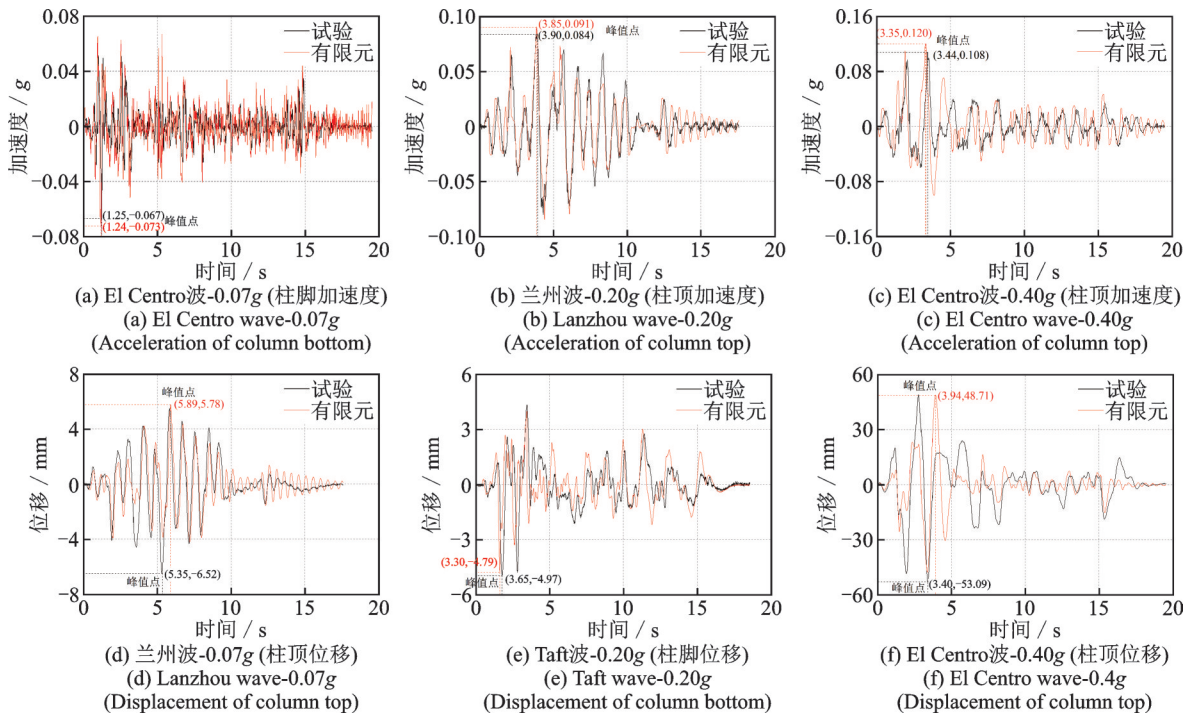


图6 完好模型计算结果与试验结果对比图

Fig.6 Comparison diagram of calculated results and test results of intact model

3 残损结构有限元模型的建立

在验证完好古建筑木结构有限元模型正确性的基础上,建立了考虑榫卯松动的古建筑木结构有限元模型。若考虑不同位置榫卯残损程度的不同,则结构的残损组合过多,因本文篇幅有限,故将结构中所有榫卯连接的残损程度视为同一值。依据本文2.1节中的单元建立了残损古建筑木结构有限元模型,由榫卯连接松动量的不同,依次建立计算模型DS-1, DS-2, DS-3, DS-4和DS-5,结构中榫卯连接

的残损程度(残损程度为削去的榫头长度与榫头总长度的比值)依次为0, 6.7%, 13.3%, 20.0%和26.7%。

残损结构与完好结构相比,除榫卯连接零长度单元参数不同外,其余构件单元参数与完好结构均相同。图7给出了不同残损程度燕尾榫连接的弯矩-转角关系曲线。由图7可知随残损程度的增大,燕尾榫连接的抗弯刚度逐渐变小,抗弯承载力不断减小^[14],结合文献[13-14]可得模拟榫卯连接的零长度单元的材料参数(如表3所示)。

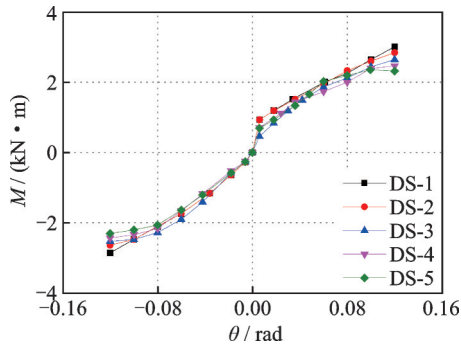


图 7 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型弯矩转角曲线

Fig. 7 Moment rotation curves of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

表 3 残损模型中零长度单元材料参数值

Tab. 3 Material parameter values of zero length element in damage model

模型编号	初始刚度 $k_1 / (\text{N} \cdot \text{mm}^{-1})$	屈服后刚度 $k_2 / (\text{N} \cdot \text{mm}^{-1})$	屈服荷载 sigAct/ N	滑移变形 epsSlip/ mm	最大变形 epsBear/ mm
DS-1	1008	101	1012	40	50
DS-2	897	90	911	38	50
DS-3	792	79	803	37	50
DS-4	706	71	697	36	50
DS-5	591	59	602	35	50

4 残损木结构地震响应分析

4.1 模态分析

表 4 列出了残损古建筑木结构模型前两阶自振周期及频率。图 8 给出了残损古建筑木结构模型前两阶自振周期及频率随榫卯连接残损程度的变化曲线。

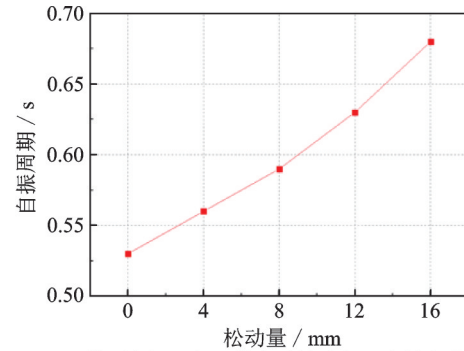
由表 4 和图 8 可知,随榫卯连接残损程度的增大,有限元模型的自振周期不断增大,自振频率不断减小,与完好结构模型 DS-1 相比,DS-2,DS-3,DS-4

表 4 残损结构有限元模型自振周期及频率

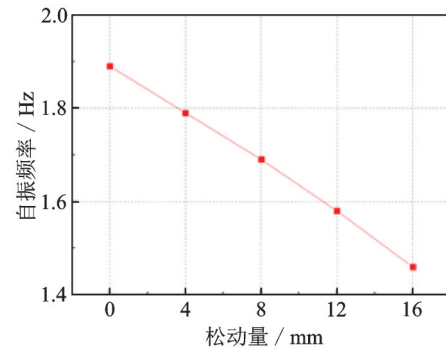
Tab. 4 Natural periods and frequencies of damaged structure FEM

模型编号	T_1 / s	T_2 / s	f_1 / Hz	f_2 / Hz
DS-1	0.53	0.53	1.89	1.89
DS-2	0.56	0.56	1.79	1.79
DS-3	0.59	0.59	1.69	1.69
DS-4	0.63	0.63	1.58	1.58
DS-5	0.68	0.68	1.46	1.46

注: T_1 和 T_2 分别为有限元模型前两阶自振周期; f_1 和 f_2 分别为有限元模型前两阶自振频率。



(a) 模型自振周期随榫卯连接残损程度的变化曲线
(a) The variation curves of natural periods with damage degree of mortise-tenon connections of the model



(b) 模型自振频率随榫卯连接残损程度的变化曲线
(b) The variation curves of natural frequencies with damage degree of mortise-tenon connections of the model

图 8 模型自振周期和频率随榫卯连接残损程度的变化曲线

Fig. 8 The variation curves of natural periods and frequencies with damage degree of mortise-tenon connections of the model

和 DS-5 的前两阶自振周期分别增大 5.7%, 11.3%, 18.9% 和 28.3%, 其前两阶自振频率分别减小 5.3%, 10.6%, 16.4% 和 22.8%。主要是因为本文零长度单元参数是基于以切削榫头长度的方式来模拟榫卯连接松动的拟静力试验结果,随榫卯连接残损程度的增大,榫卯连接间的接触面积不断减小,致使榫卯连接的转动刚度越来越小,模型的整体刚度不断减小,由 $T = 2\pi\sqrt{m/k}$ 可知,模型的自振周期不断增大,自振频率不断减小。

4.2 加速度响应

在 OpenSees 有限元程序中输入与试验相同的地震波工况,对考虑榫卯松动的古建筑木结构有限元模型进行动力时程分析,获得关键节点处的加速度响应时程曲线,因篇幅有限仅列出模型在 El Centro 波作用下的加速度时程曲线。由振动台试验结果可知,柱架顶部和屋盖处动力时程响应差异较小,故此处仅列出考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型柱脚和柱架顶部的加速度时程曲线,如图 9 所示。

由图 9 可知,与完好结构相比,考虑榫卯连接松动的古建筑木结构柱脚和柱架顶部的加速度时程响

应较小,且随松动量的增加,加速度时程响应越来越小。主要是因为榫卯连接松动后,其转动刚度减小,

致使模型整体刚度减小,减小了柱脚和柱架顶部的加速度时程响应。

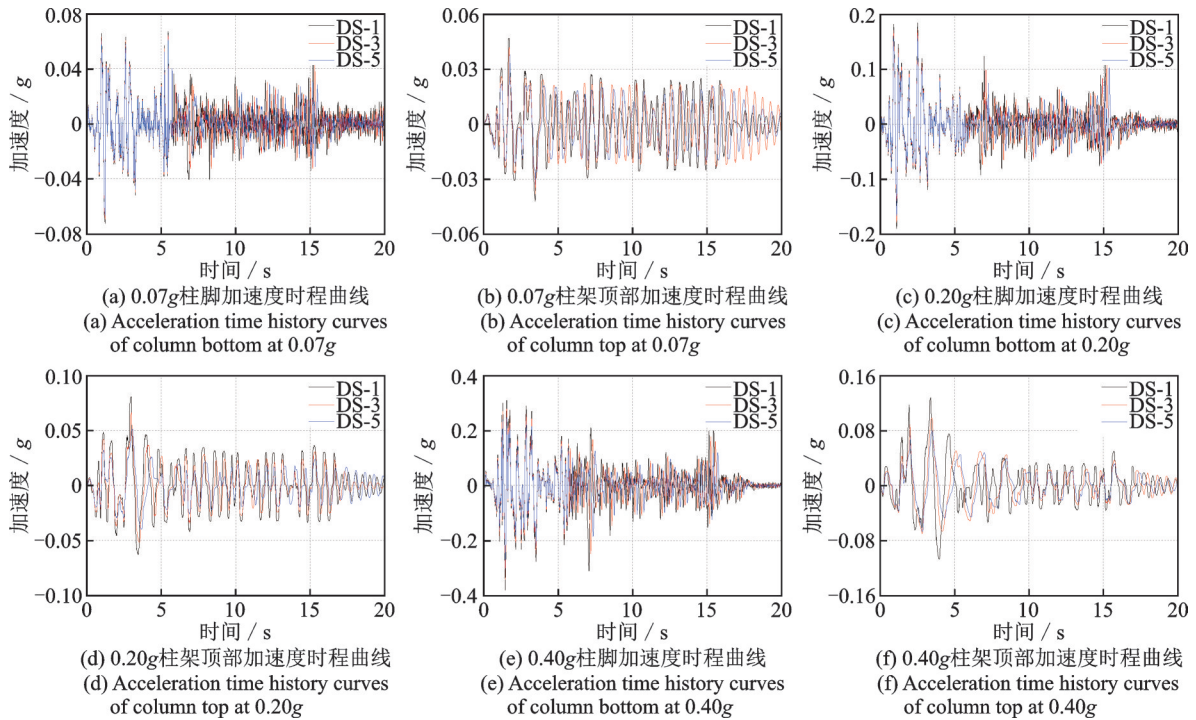


图9 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型加速度时程曲线

Fig. 9 Acceleration time history curves of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

图10给出了不同地震作用下考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型柱脚和柱架顶部的加速度峰值。表5列出了不同地震作用下考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型柱脚和柱架顶部的加速度峰值。

由图10和表5可知,随榫卯连接残损程度的增大,有限元模型的柱脚和柱架顶部加速度峰值不断减小;随PGA的增大,不同松动量的模型间加速度峰值的降幅不断增大。当PGA为0.07g时,与完好结构模型DS-1相比,DS-2,DS-3,DS-4和DS-5的柱脚加速度峰值分别减小1.4%,4.2%,5.6%和8.3%,其柱架顶部加速度峰值分别减小4.3%,10.6%,14.9%和19.1%;当PGA为0.62g时,与完好结构模型DS-1相比,DS-2,DS-3,DS-4和DS-5的柱脚加速度峰值分别减小2.0%,6.0%,16.0%和23.0%,其柱架顶部加速度峰值分别减小2.6%,13.5%,23.9%和40.0%。究其原因,主要是因为随榫卯连接残损程度的增大,榫卯连接间的接触面积不断减小,榫卯连接的转动刚度越来越小,致使模型的整体刚度不断减小,其加速度响应变小,随PGA的增大,结构加速度响应变小的程度被放大。

图11给出了不同地震作用下考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型柱脚、柱架顶部和屋盖处的加速度衰减系数 β ,其中各部位的加速度衰

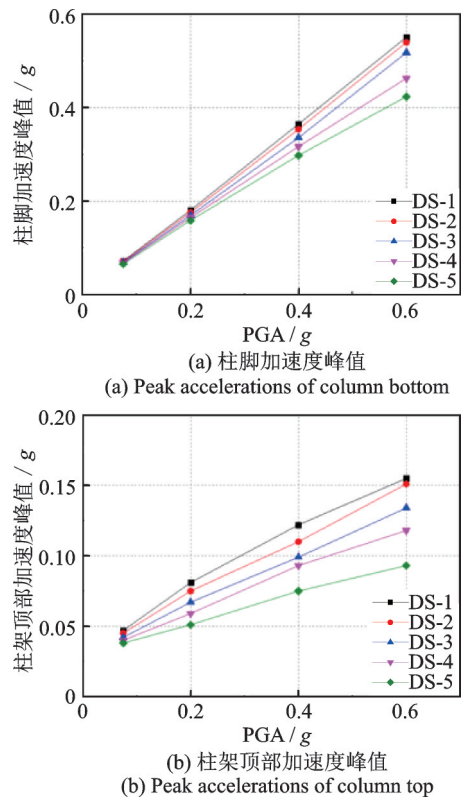


图10 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型加速度峰值

Fig. 10 Peak accelerations of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

减系数 β 为该处加速度峰值与PGA的比值。

由图11可知,随PGA的增大,考虑榫卯连接松

动的古建筑木结构有限元模型加速度衰减系数 β 逐渐变小,说明地震激励越大,模型柱脚滑移、榫卯连接塑性变形及斗拱滑移越明显,结构的抗侧刚度不断降低,耗能逐步增大。随榫卯连接残损程度的增

大,有限元模型的加速度衰减系数 β 逐渐变小。此外,模型柱架顶部 β 降幅最大,斗拱处 β 降幅次之,柱脚处 β 降幅最小,表明柱架顶部在地震作用中减震效果最好,斗拱次之,柱脚最差。

表 5 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型加速度峰值

Tab. 5 Peak accelerations of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

工况	柱脚加速度峰值/g					柱架顶部加速度峰值/g				
	DS-1	DS-2	DS-3	DS-4	DS-5	DS-1	DS-2	DS-3	DS-4	DS-5
El Centro-0.07g	0.072	0.071	0.069	0.068	0.066	0.047	0.045	0.042	0.040	0.038
El Centro-0.20g	0.181	0.176	0.170	0.165	0.159	0.081	0.075	0.067	0.059	0.051
El Centro-0.40g	0.369	0.354	0.336	0.317	0.298	0.122	0.110	0.099	0.093	0.075
El Centro-0.62g	0.551	0.540	0.518	0.463	0.424	0.155	0.151	0.134	0.118	0.093

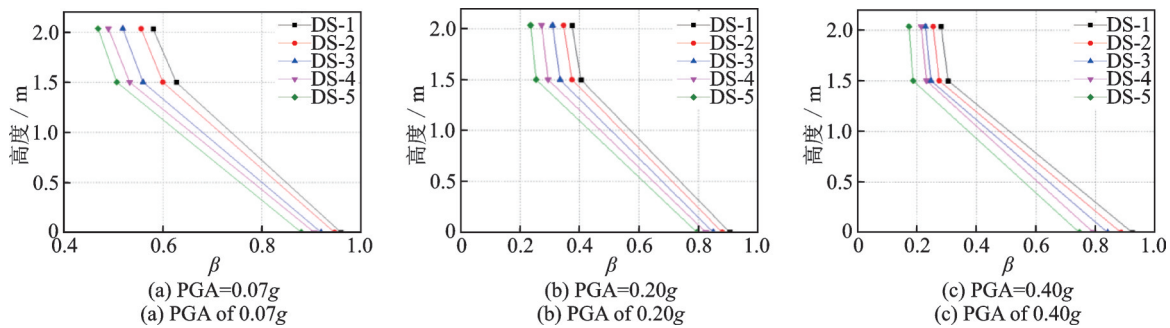


图 11 残损古建筑木结构有限元模型加速度衰减系数

Fig. 11 Acceleration attenuation coefficients of damaged ancient timber structure FEM

4.3 位移响应

图 12 列出了考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型柱脚和柱架顶部处相对于台面的位移时程曲线。

由图 12 可知,与完好结构相比,考虑榫卯连接松动的古建筑木结构柱脚相对位移响应较小,柱架顶部的相对位移响应较大,且随榫卯连接残损程度的增大,柱脚相对位移响应越来越小,柱架顶部相对位移响应越来越大。主要是因为榫卯连接松动后,其转动刚度减小,致使模型整体刚度减小,减小了柱脚的滑移,增大了榫卯连接处的变形,从而减小了柱脚相对位移的响应,增大了柱架顶部相对位移的响应。

图 13 给出了不同地震作用下考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型柱脚和柱架顶部的最大相对位移。表 6 列出了不同地震作用下考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型柱脚和柱架顶部的最大相对位移。

由图 13 和表 6 可知,随榫卯连接残损程度的增大,有限元模型柱脚最大相对位移不断减小,柱架顶部最大相对位移不断增大;随 PGA 的增大,不同残

损程度的模型间最大相对位移的变化幅度不断增大。当 PGA 为 0.07g 时,与完好结构模型 DS-1 相比,DS-2,DS-3,DS-4 和 DS-5 的柱脚最大相对位移分别减小 4.3%,7.9%,12.1% 和 15.7%,其柱架顶部最大相对位移分别增大 7.5%,16.8%,29.5% 和 40.6%;当 PGA 为 0.62g 时,与完好结构模型 DS-1 相比,DS-2,DS-3,DS-4 和 DS-5 的柱脚最大相对位移分别减小 10.0%,20.0%,25.0% 和 27.1%,其柱架顶部最大相对位移分别增大 30.0%,40.1%,36.0% 和 18.1%。

图 14 给出了不同地震作用下考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型柱脚、柱架顶部和屋盖处的最大相对位移。

由图 14 可知,随 PGA 的增大,考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型最大相对位移不断增大,说明地震激励越大,模型柱脚滑移、榫卯连接塑性变形及斗拱滑移越明显。随榫卯连接残损程度的增大,有限元模型的柱脚最大相对位移逐渐减小,柱架顶部和屋盖处最大相对位移大体上呈现出逐渐变大的趋势。

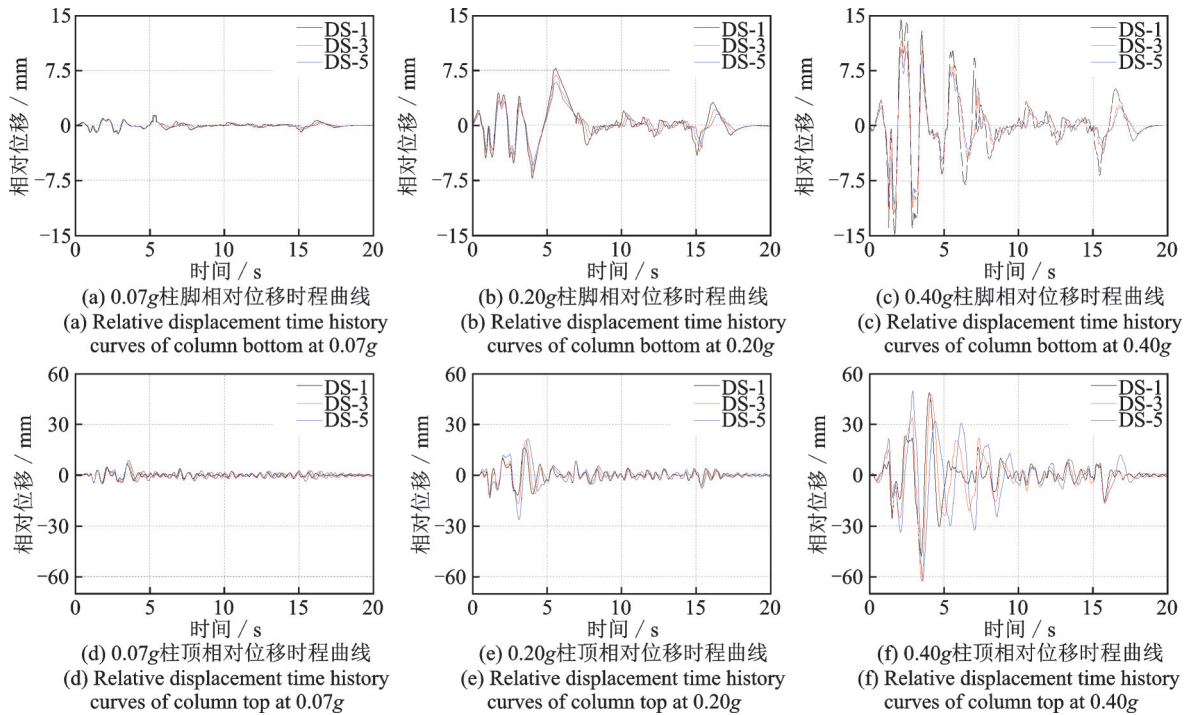


图12 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型相对位移时程曲线

Fig. 12 Relative displacement time history curves of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

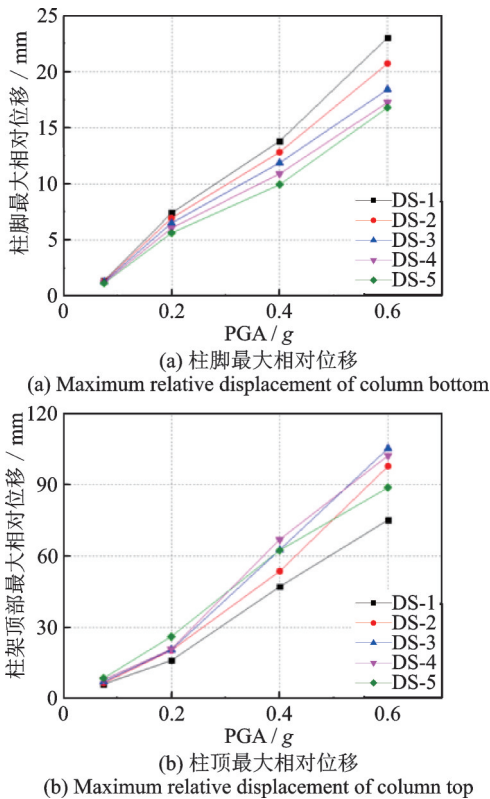


图13 残损古建筑木结构有限元模型最大相对位移

Fig. 13 Maximum relative displacement of damaged ancient timber structure FEM

4.4 滞回耗能特性

由建筑结构在地震作用下其惯性力的定义可知,结构各层剪力为:

$$V_k(t_i) = \sum_k^n m_k a_k(t_i) \quad (1)$$

式中 $V_k(t_i)$, m_k 和 $a_k(t_i)$ 分别为 t_i 时刻结构第 k 层的剪力、质量和绝对加速度值。

由考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型在柱脚、柱架及屋盖等结构层的剪力和屋盖处相对于台面的位移,可得不同地震作用下有限元模型的基底剪力 P -屋盖相对位移 Δ 的滞回曲线,如图 15 所示。

由图 15 可知,当 $\text{PGA}=0.07g$ 时,随模型屋盖处位移的增大,其基底剪力基本呈线性增加,各模型滞回曲线包围面积较小;当 $\text{PGA}=0.20g$ 时,随模型屋盖处位移的增大,其基底剪力开始出现非线性增加,各模型滞回曲线包围面积较 $\text{PGA}=0.07g$ 时有一定增加;当 $\text{PGA}=0.40g$ 时,随模型屋盖处位移的增大,其基底剪力 P 继续呈非线性增加,各模型滞回曲线包围面积较 $\text{PGA}=0.20g$ 时有较大的增加,且出现较为显著的捏缩现象。

随 PGA 的增大,考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型基底剪力及屋盖处最大位移不断变大,说明地震激励越大,模型加速度和位移响应越明显,模型基底剪力及屋盖位移逐渐变大。随榫卯连接残损程度的增大,模型基底剪力不断减小,模型屋盖处最大位移逐渐增大。主要是因为随榫卯连接残损程度的增大,榫卯连接的转动刚度逐渐减小,模型整体抗侧刚度不断减小,减小了柱脚、柱架顶部和屋

表 6 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型最大相对位移

Tab. 6 Maximum relative displacements of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

工况	柱脚最大相对位移/mm					柱架顶部最大相对位移/mm				
	DS-1	DS-2	DS-3	DS-4	DS-5	DS-1	DS-2	DS-3	DS-4	DS-5
El Centro-0.07g	1.40	1.34	1.29	1.23	1.18	6.13	6.59	7.16	7.94	8.62
El Centro-0.20g	7.42	6.97	6.53	6.08	5.64	16.10	20.40	20.59	20.81	26.18
El Centro-0.40g	13.81	12.83	11.88	10.91	9.94	47.13	53.62	62.62	66.95	62.44
El Centro-0.62g	23.03	20.73	18.42	17.27	16.81	75.20	97.81	105.33	102.27	88.83

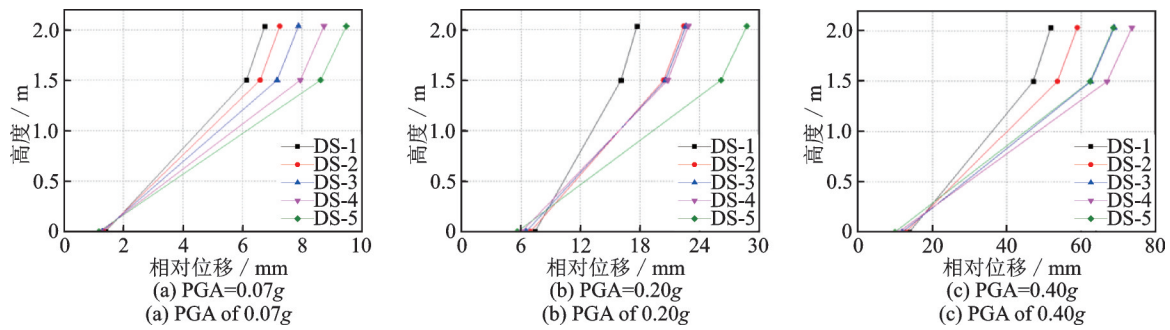


图 14 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型最大相对位移

Fig. 14 Maximum relative displacement of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

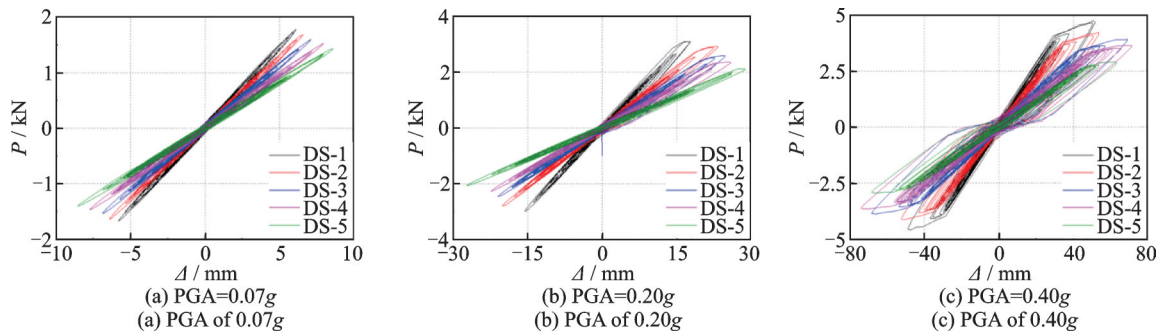


图 15 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型滞回曲线

Fig. 15 Hysteretic curves of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

盖处的加速度时程响应,使模型的基底剪力逐渐变小,同时增大了模型屋盖处的位移时程响应,使模型屋盖处的最大位移不断增大。

4.5 累积耗能

由模型柱脚、柱架顶部和屋盖处的剪力及各结构层的层间位移,可绘出各结构层的滞回曲线,由下式计算可得各结构层的累积耗能^[11]:

$$E_{hk}(t_i) = \sum_{i=1}^m \frac{1}{2} [V_k(t_i) + V_k(t_{i-1})] [x_k(t_i) - x_k(t_{i-1})] \quad (2)$$

式中 $E_{hk}(t_i)$ 为 t_i 时刻第 k 层的累积滞回耗能; $V_k(t_i)$ 和 $V_k(t_{i-1})$ 分别为 t_i 和 t_{i-1} 时刻的层间剪力; $x_k(t_i)$ 和 $x_k(t_{i-1})$ 分别为 t_i 和 t_{i-1} 时刻的层间位移; m 为采样点总数。

图 16 给出了考虑榫卯松动有限元模型的柱脚、柱架及屋盖等结构层的累积耗能曲线。

由图 16 可知,随着时间的累积,模型各结构层的累积耗能不断增大。模型各结构层的累积耗能由大到小依次为柱架、柱脚和斗拱,且柱架的累积耗能远大于柱脚和斗拱。主要是因为古建筑木结构在地震作用下,柱架榫卯连接处的变形较大,柱脚相对于台面的滑移较小,斗拱相对于柱架的变形最小。随 PGA 的增大,考虑榫卯连接松动的有限元模型累积耗能不断变大,说明地震激励越大,模型加速度和位移响应越明显,模型层间剪力及屋盖位移逐渐变大。当 $t=17$ s 时,模型累积耗能基本保持不变,PGA=0.40g 工况下,DS-1~DS-5 的累积耗能如图 16(c) 所示,依次为 570.35,630.44,661.89,816.06 和 555.46 J。由此可见,随榫卯连接残损程度的增大,模型各结构层的累积耗能先逐渐增大,当松动量超过一定值后,其累积耗能不断减小。主要原因是当榫卯连接残损程度较小时,随残损程度的增大,模型位移响应不断增大,计算得到的基底剪力逐渐减小,当榫卯连接残

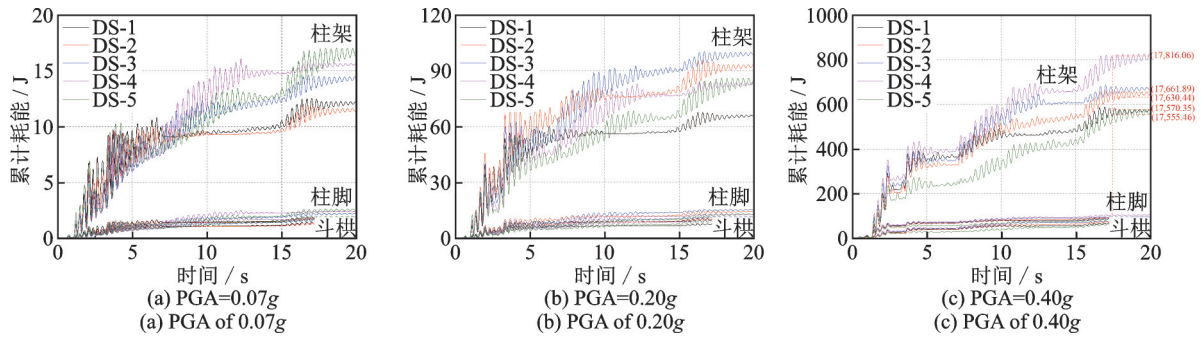


图16 考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型累积耗能曲线

Fig. 16 Curves of cumulative energy dissipation of ancient timber structure FEM considering mortise-tenon looseness

损程度超过一定值后,残损程度越大,模型位移响应越不明显,计算得到的基底剪力越小。

5 结论

本文通过对残损古建筑木结构有限元模型在地震作用下的动力响应分析,得到以下结论:

(1)考虑榫卯连接松动的古建筑木结构自振频率较完好结构的低,且随榫卯连接残损程度的增大,模型自振频率显著降低。

(2)与完好结构相比,考虑榫卯连接松动的古建筑木结构柱脚加速度响应和位移响应、柱架加速度响应及模型结构基底剪力较小,柱架位移响应较大,且随榫卯连接残损程度的增大,柱脚加速度响应和位移响应、柱架加速度响应及模型结构基底剪力明显变小,柱架位移响应显著变大。

(3)随PGA的增大,考虑榫卯连接松动的古建筑木结构有限元模型基底剪力及屋盖处最大位移不断变大。随榫卯连接残损程度的增大,模型基底剪力不断减小,模型屋盖处最大位移逐渐增大。

(4)模型各结构层的累积耗能由大到小依次为柱架、柱脚和斗拱,且柱架的累积耗能远大于柱脚和斗拱。随PGA的增大,考虑榫卯连接松动的有限元模型累积耗能不断变大,随榫卯连接残损程度的增大,模型各结构层的累积耗能先逐渐增大,当松动量超过一定值后,其累积耗能不断减小。

参考文献:

[1] 赵鸿铁, 薛建阳, 隋龔. 中国古建筑结构及其抗震: 试验、理论及加固方法[M]. 北京: 科学出版社, 2012: 5-6.
ZHAO Hongtie, XUE Jianyang, SUI Yan. Chinese Ancient Structure and Its Seismic: Test, Theory and Strengthening Method[M]. Beijing: Science Press, 2012: 5-6.

[2] 夏海伦. 不同松动程度下古建筑透榫节点抗震性能试验研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2015.
XIA Hailun. Experimental study on seismic behavior of through-tenon joints under different degree of looseness in ancient wooden buildings[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2015.

[3] 王娟, 崔志涵, 张熙铭. 唐代殿堂型木构架摇摆柱力学模型研究[J]. 工程力学, 2021, 38(3): 60-72.
WANG Juan, CUI Zhihan, ZHANG Ximing. The mechanical model of rocking columns in palace-style timber frames in Tang Dynasty[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(3): 60-72.

[4] 谢启芳, 张保壮, 李胜英, 等. 残损木柱受力性能退化试验研究与有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(8): 117-125.
XIE Qifang, ZHANG Baozhuang, LI Shengying, et al. Experimental study and finite element analysis on degradation of mechanical properties of damaged timber columns[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(8): 117-125.

[5] 王明谦, 宋晓滨, 罗烈. 木销半榫节点转动性能试验研究与有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(3): 193-201.
WANG Mingqian, SONG Xiaobin, Luo Lie. Experimental study and finite element analysis of rotational behavior of wood pegged semi mortise and tenon connections[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(3): 193-201.

[6] Chen Chunchao, Qiu Hongxing, Lu Yong. Flexural behaviour of timber dovetail mortise-tenon joints[J]. Construction and Building Materials, 2016, 112: 366-377.

[7] Ma Linlin, Xue Jianyang, Dai Wuqiang, et al. Moment-rotation relationship of mortise-through-tenon connections in historic timber structures[J]. Construction and Building Materials, 2020, 232: 117285.

[8] Li Xiaowei, Zhao Junhai, Ma Guowei, et al. Experimental study on the seismic performance of a double-span traditional timber frame[J]. Engineering Structures, 2015, 98: 141-150.

- [9] 吴亚杰,宋晓滨,顾祥林.基于摇摆与剪切抗侧协同工作机制的斗拱节点侧向荷载-位移模型[J].建筑结构学报,2022,43(3):197-202.
WU Yajie, SONG Xiaobin, GU Xianglin. Lateral load-displacement model of dou-gong connections based on rocking and racking coordination mechanism[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(3): 197-202.
- [10] 张锡成,韩乙楠,吴晨伟,等.殿堂式古建筑木结构的离散元模拟与倒塌易损性分析[J].振动工程学报,2020,33(6):1150-1161.
ZHANG Xicheng, HAN Yinan, WU Chenwei, et al. Discrete element simulation and collapse vulnerability analysis of Chinese ancient timber-frame structure[J]. Journal of Vibration Engineering, 2020, 33(6): 1150-1161.
- [11] 张锡成.地震作用下木结构古建筑的动力分析[D].西安:西安建筑科技大学,2013.
ZHANG Xicheng. Dynamic analysis of ancient timber-frame buildings under seismic excitations [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2013.
- [12] 张鹏程.中国古代木构建筑结构及其抗震发展研究[D].西安:西安建筑科技大学,2003.
ZHANG Pengcheng. Study on structure and its seismic behavior development of Chinese ancient timber structure buildings[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2003.
- [13] 薛建阳,李义柱,夏海伦,等.不同松动程度的古建筑燕尾榫节点抗震性能试验研究[J].建筑学报,2016,37(4):73-79.
XUE Jianyang, LI Yizhu, XIA Hailun, et al. Experimental study on seismic performance of dovetail joints with different loose degrees in ancient buildings[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(4): 73-79.
- [14] 马林林.残损古建筑木结构力学性能研究及有限元分析[D].西安:西安建筑科技大学,2020.
MA Linlin. Investigation on mechanical performance and finite element analysis of damaged ancient timber structures[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2020.

Seismic responses of ancient timber structures with looseness mortise-tenons

MA Lin-lin^{1,2}, XUE Jian-yang², ZHANG Xi-cheng², GENG Shao-bo¹

(1.Department of Civil Engineering, North University of China, Taiyuan 030051, China;

2.School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: Shaking table test of an intact historic timber structure was carried out, and its failure modes, acceleration time history curves and relative displacement time history curves were obtained. On the basis of validity of Finite Element Model (FEM) of the test model, the looseness FEMs were established. The influence of looseness mortise-tenon connection on the dynamic characteristics and responses of ancient timber structures was analyzed by the dynamic response analysis of the looseness FEMs under earthquake action. The results show that the natural frequencies of the looseness FEMs are lower than that of the intact FEM, and the natural frequencies of the looseness FEMs decrease significantly with the increment of the damage degree of mortise-tenon connection. The acceleration responses of column base and column frame, displacement response of column base and base shears of looseness FEMs are smaller than those of the intact FEM, and all of them decrease with a larger looseness of mortise-tenon connection. The displacement responses of column frame of the looseness FEMs are larger than that of the intact FEM, and the responses increase with a larger looseness of mortise-tenon connection. In addition, the cumulative energy dissipation (CED) of the looseness FEMs increases continuously with the increase of peak ground acceleration. With a larger looseness of mortise-tenon connection, the CED of each structural layer of the looseness FEMs increases gradually, and then decreases when the looseness exceeds a certain value.

Key words: damaged timber structures; looseness mortise-tenon connection; seismic response; FEM

作者简介:马林林(1989—),男,博士,讲师。电话:15703516857; E-mail: linling_ma@nuc.edu.cn。

通讯作者:薛建阳(1970—),男,博士,教授。电话:13384903015; E-mail: jianyang_xue@163.com。