

残损古建筑木结构的地震易损性分析

马林林^{1,2}, 薛建阳², 张锡成²

(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:为评估残损古建筑木结构的抗震性能,基于完好(不考虑榫卯节点松动)古建筑木结构模拟振动台试验,获得了完好结构的破坏特征、模态参数、动力响应曲线等。采用 OpenSees 有限元程序建立了完好和考虑节点松动的残损结构的精细化计算模型,对比分析了完好计算模型和试验模型的模态参数和动力响应曲线。以地面峰值加速度(PGA)和最大层间位移角作为地震动强度指标和反应参数对残损模型进行增量动力分析(IDA),通过对各模型进行地震概率需求分析研究了残损模型的地震易损性。结果表明:完好计算模型与试验模型的主要模态参数相差小于 10%,柱脚和柱顶动力时程响应曲线基本一致,表明了计算模型分析的合理性和正确性;残损模型回归概率地震需求函数的决定系数介于 0.83578~0.85761,较接近 1,表明线性回归函数与数据点具有较高的相关性;当古建筑木结构的节点残损程度达到 13.3% 时,残损结构已不满足现有规范对结构抗震设防的要求,必须立即对其进行加固和修复。

关键词:残损古建筑;地震易损性;节点松动;精细化建模;增量动力分析

中图分类号: TU366.2; TU311.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2023)05-1390-12

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.05.023

1 概述

古建筑木结构是中华文明的重要组成部分,具有极高的历史、文物、艺术和科学价值^[1]。然而木材具有易腐朽老化、易开裂等缺点,由于遭受地震、台风等一系列自然灾害以及火灾、战乱等诸多人为因素的影响,加之长久以来的保护不力,现存的古建筑木结构均有一定的残损,如腐朽老化、榫卯松动等(见图 1)。而榫卯节点作为结构中的关键受力构件,对整体结构的力学性能影响较大^[2],节点的松动会降低结构的承载能力、加速结构的破坏甚至直接导致结构的倒塌。因此,亟需对考虑节点松动的残损木结构的抗震性能进行评估。

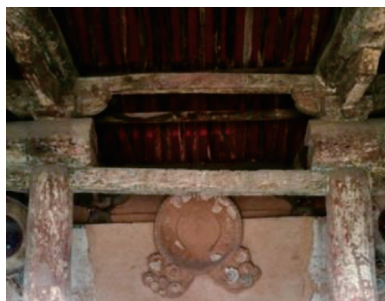
近年来,国内外学者对古建筑木结构的研究主要集中在不考虑木材腐朽老化、节点松动等残损的完好木构件和结构。贺俊筱等^[3]对木柱进行了拟静力试验,研究了高径比对各抗震性能指标的影响,并建立了木柱荷载位移简化模型。薛建阳等^[4]对缩尺比为 1:1.33 的通榫节点进行了低周往复加载试验,得到了节点的弯矩-转角滞回曲线、刚度退化、变形及耗能性能,并通过 ABAQUS 软件对其进行了数

值模拟分析。谢启芳等^[5]对叉柱造式斗拱进行了竖向加载试验,得到了斗拱节点的竖向荷载-变形关系曲线,分析了斗拱节点的变形特征、竖向压缩刚度和竖向荷载传递规律。Crayssac 等^[6]对不同填充方式的燕尾榫木构架进行了低周往复加载试验,定量分析了填充墙对木构架破坏模式、刚度和强度及耗能性能的影响,结果表明:带填充墙的木构架具有较高的承载力、刚度和耗能性能。宋晓滨等^[7]对缩尺比为 1:5 的传统塔式木结构进行了振动台试验,通过模态分析和系统识别得到了木塔的动力特性,得到了木塔的破坏形态,分析了其在地震作用下的动力响应和层间剪力分布等。有关木材腐朽、榫卯松动、斗拱倾斜等残损古建筑木结构的研究相对较少。张利朋等^[8]通过数值模拟分析研究了残损梁柱构件的受力性能,建立了木材的弹塑性损伤本构模型,模拟了木梁试验,验证了本构模型的正确性。Ogawa 等^[9]基于日本古建筑木结构带缝隙榫卯连接的低周往复荷载试验,提出了以榫卯间缝隙为参数的榫卯连接力学性能的评估方法,并用试验结果对此评估方法进行了验证。马林林等^[10]对考虑榫卯松动古建筑木结构的地震响应进行了研究,发现榫卯松动对古建筑木结构的动力特性及响应影响较大。

收稿日期: 2022-02-14; **修订日期:** 2022-05-12

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)。

Xue等^[11]基于古建筑木结构完好斗拱的竖向加载试验和水平往复加载试验,采用ABAQUS有限元软件分析了整体倾斜对斗拱力学性能的影响。



(a) 木材腐朽
(a) Wood decay



(b) 榫卯松动
(b) Looseness of mortise-tenon

图1 古建筑木结构残损类型

Fig. 1 The damage types of ancient timber structures

现有研究对不考虑残损的古建筑木结构进行了深入系统的分析,而针对考虑木材腐朽、榫卯松动、斗拱倾斜等残损古建筑木结构的研究却鲜有报道^[8-11]。课题组基于完好(不考虑榫卯节点松动)古建筑木结构试验^[12],得到了其破坏特征、模态参数、动力时程响应曲线,采用OpenSees分析软件建立了其有限元计算模型,对比验证了计算模型;基于此,建立了考虑节点松动的残损模型,以地面峰值加速度(PGA)和最大层间位移角作为地震动强度指标和反应参数对模型进行增量动力分析(IDA),通过对各模型进行地震概率需求分析研究了残损模型的地震易损性,从概率的角度对残损古建筑木结构的抗震性能进行评估,为古建筑木结构灾后的损伤评估和震害预测提供理论依据。

2 古建筑木结构振动台试验

2.1 模型设计

振动台试验选取西安某景区二等材古建筑木结构为原型,依据清工部《工程做法则例》,制作了1个单层单跨木结构模型。考虑到实验室振动台的台面

尺寸、承载能力及试件制作的便利性,选取模型的缩尺比为1:3.52。由振动台结构模型相似理论可得试验模型的主要物理相似关系,如表1所示。模型平面尺寸为1400 mm×1400 mm,高为2355 mm,自下而上依次为台基、柱架层、斗拱层、屋盖等四个结构层次。柱础为经打磨的青石且具有与原型相同的粗糙度,每个柱础由4个地脚螺栓固定在台面上,柱架中的梁柱节点采用燕尾榫连接,木构架平摆浮搁于柱础之上,斗拱平坐于柱头的平板枋上,屋盖自重由2400 mm×2400 mm×250 mm混凝土板代替,混凝土板质量为3.6 t,试验模型尺寸及其细部构造如图2所示。木构架采用俄罗斯红松制作,其材料性能指标如表2所示。

表1 模型动力相似系数

Tab. 1 Dynamic similarity coefficient of the model

物理量	相似关系	相似比
长度	$S_L=L_m/L_p$	1:3.52
应力	S_σ	1
应变	S_ϵ	1
加速度	$S_a=S_E/S_p$	1
弹性模量	S_E	1
速度	$S_v=(S_\sigma S_L/S_E)^{0.5}$	$(1:3.52)^{0.5}$
时间	$S_t=(S_\sigma S_L/S_E)^{0.5}$	$(1:3.52)^{0.5}$
质量	$S_m=S_\sigma S_L^2$	$(1:3.52)^2$

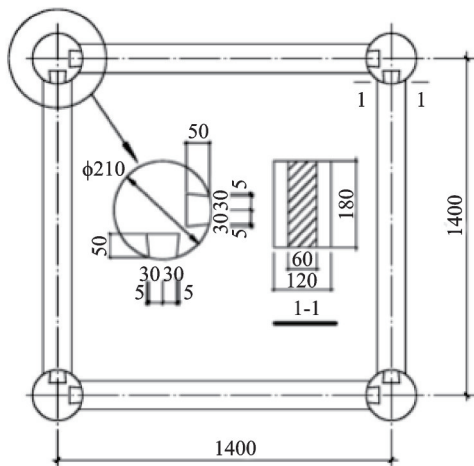
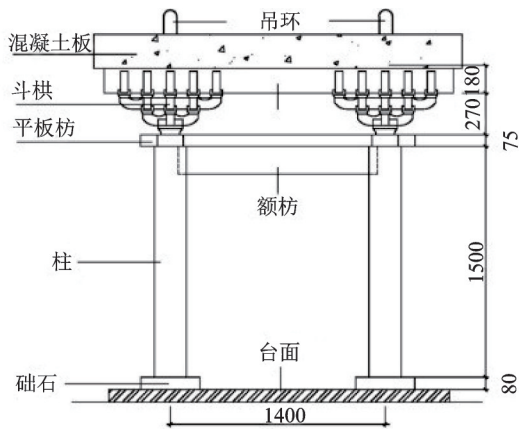
注: L_m 为试验模型长度, L_p 为原型长度。

2.2 地震波的选取

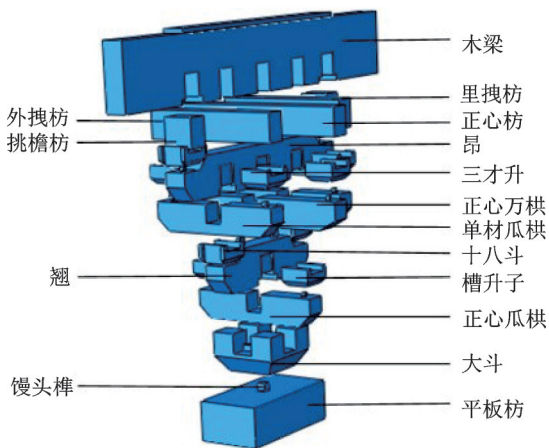
依据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)相关规定,原型结构抗震设防烈度为8度(设计基本加速度为0.2g),设计地震分组为第一组,所在场地为二类场地。由原型结构的抗震设防烈度、所在场地类别及其自身动力特性可选取2条天然波(EI Centro波、Taft波)和1条人工波(兰州波)作为试验输入激励,当输入地面峰值加速度(PGA)不大于0.40g时,依次输入PGA为0.07g,0.10g,0.20g,0.30g和0.40g的3种地震波,当PGA超过0.40g时,仅输入PGA为0.50g,0.60g,0.80g和0.90g的EI Centro波。

2.3 测点布置

为获得试验模型各结构层次的动力响应,分别在枋、平板枋、柱头、柱脚和振动台台面布置了5个速度传感器、7个位移传感器和15个加速度传感器,详细布置如图3所示。



(a) 模型尺寸及其细部构造
(a) Dimensions and detail structure of model



(b) 斗拱构造
(b) Structure of Dou Gong

图2 试验模型及其尺寸^[12](单位:mm)

Fig. 2 Test model and its dimensions^[12] (Unit: mm)

表2 材料性能指标

Tab. 2 Performance indices of wood

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

注: E, ν 和 G 分别为木材的弹性模量、泊松比和剪切模量;下标“L”, “T”和“R”分别为木材的顺纹方向、横纹弦向和横纹径向。

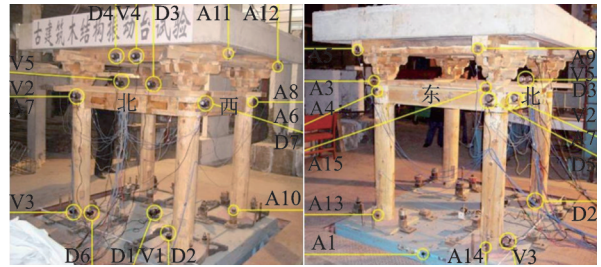


图3 测点布置

Fig. 3 Layout of measure points

2.4 试验现象

当PGA小于0.07g时,模型无可见损坏。当PGA为0.20g时,模型开始轻微摆动,柱根部出现明显旋转。在PGA为0.30g的情况下,观察到柱脚开始在础石上滑动,模型的振动幅度显著增加。此外,榫头从卯口中拔出3 mm,木材发出劈裂声。当PGA为0.40g时,大斗开始出现一定滑移。之后,随着PGA的增加,榫头的拔出量、柱脚和大斗的滑移逐渐增加,直至模型倒塌。试验结束后发现卯口劈裂,柱头馒头榫开裂。斗拱除整体滑移外,其他部件均无明显变形。试验模型的破坏模式如图4所示。

3 古建筑木结构有限元模型的验证

3.1 有限元模型的建立

采用OpenSees有限元程序建立完好古建筑木结构分析模型,各构件的单元选取、材料定义、参数设置等如下:

模型中柱和枋取为弹性梁柱单元,其弹性模量取为木材顺纹弹性模量。柱脚与柱础连接采用水平滑动支座单元模拟,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 x 轴方向为 y 轴,柱的轴向为 z 轴)的平动刚度及绕 x, y 和 z 轴的转动刚度。通过将绕 x, y 和 z 轴转动方向的材料(uniaxialMaterial Elastic)的弹性模量设置为1,反映柱脚的转动。沿 x 和 y 轴的摩擦模型为库仑摩擦,摩擦系数 μ 取为0.33^[13]。设局部剪切方向上的初始刚度为 k_{init} ,如图5所示。其中, F_x 和 F_y 分别为沿 x 和 y 轴的局部剪切力, F_z 为支座的竖向力。

燕尾榫节点作为一种典型的节点形式(见图6),可传递弯矩、剪力及轴力,用零长度单元模拟。因榫头嵌固于卯口中,且节点不易发生平面外的扭转和转动,因此,仅考虑节点绕 y 轴的转动,材料取为单轴自复位材料(uniaxialMaterial SelfCentering Material),其本构关系如图7所示。其中, k_1 和 k_2 分别代表零长度单元材料的初始刚度和屈服后

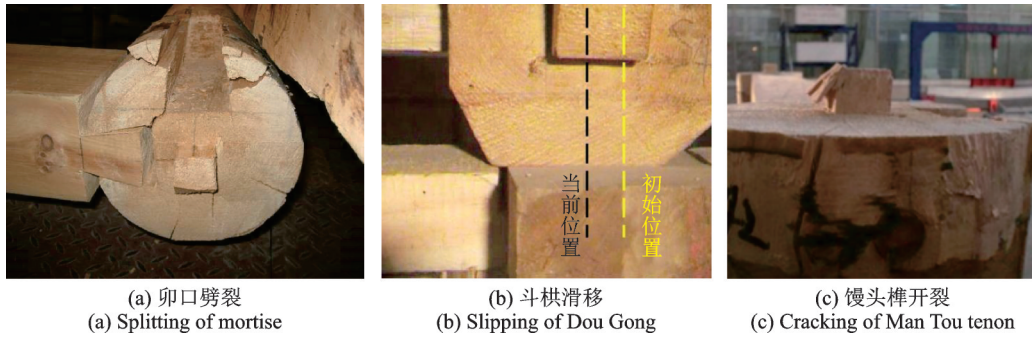


图 4 古建筑木结构破坏模式^[12]

Fig. 4 Failure modes of ancient timber structures^[12]

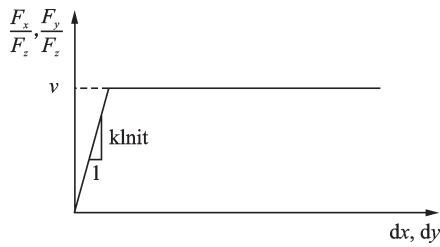


图 5 局部剪切方向上的初始刚度

Fig. 5 Initial stiffness in the direction of local shear

刚度;sigAct代表零长度单元的屈服荷载;epsSlip和epsBear分别代表零长度单元的滑移变形和最大变形。结合燕尾榫节点拟静力试验结果^[14],可得该材料的各参数值。

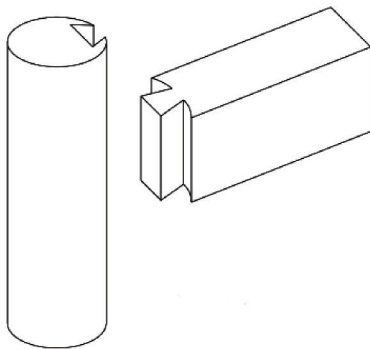


图 6 燕尾榫节点构造图

Fig. 6 Nodal structure diagram of dovetail tenon

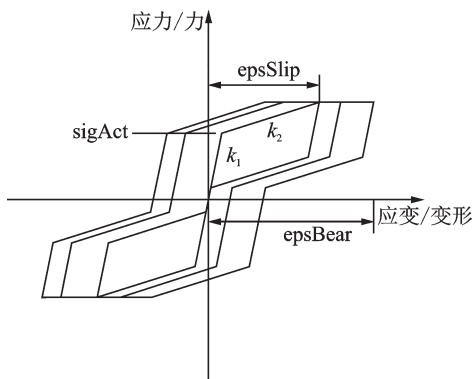


图 7 单轴自复位材料的本构关系

Fig. 7 Constitutive relation of uniaxial self-resetting material

斗拱采用两节点连接单元模拟,仅考虑绕 y 轴的转动刚度,材料取为单轴滞回材料(uniaxialMaterial Hysteretic Material),其本构关系如图 8 所示。其中 k_0 为两节点连接单元材料的初始刚度。结合斗拱拟静力试验结果^[11],可得该材料的各参数值。完好古建筑木结构有限元模型如图 9 所示。

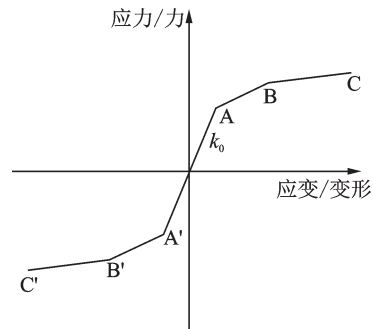


图 8 单轴滞回材料的本构关系

Fig. 8 Constitutive relation of uniaxial hysteretic material

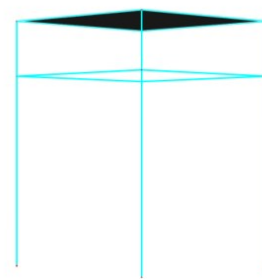


图 9 完好古建筑木结构有限元模型

Fig. 9 FEM of intact ancient timber structure

3.2 模型计算结果与试验结果对比

采用 OpenSees 对完好古建筑木结构进行模态分析,得到其前两阶自振周期和频率,如表 3 所示。

由表 3 可知,计算模型前两阶振型的自振周期比试验模型的大 8.16%,计算模型的自振频率比试验模型的小 7.8%,主要是因为计算模型忽略了平板枋对整体结构刚度的贡献,且未考虑混凝土板对斗拱层的限制,致使计算模型整体刚度小于试验

模型。

由完好计算模型的动力时程分析可得其加速度时程曲线和相对位移时程曲线,将计算结果和试验

表3 计算模型的自振周期及频率

Tab.3 Natural vibration periods and frequencies of calculation model

振型	T_c/s	f_c/Hz	T_t/s	f_t/Hz
1	0.53	1.89	0.49	2.05
2	0.53	1.89	0.49	2.05

注: T 和 f 分别代表模型的自振周期和频率;下标“c”和“t”分别代表计算模型和试验模型对应的数值。

结果进行对比,如图10所示。

由图10可知,计算模型和试验模型的加速度、相对位移时程曲线走势大致相同,两者的加速度和相对位移的最大值出现在同一时刻。当PGA达到0.20g时,榫卯连接发生较大转角,试验模型出现较大相对位移,柱脚和连接处木材产生明显的挤压变形,试验模型产生较大的损伤,而有限元计算未考虑该类损伤,导致计算结果产生一定的误差,但误差相对较小。

综上可知,计算结果与试验结果吻合较好,两者的模态参数相差较小,时程曲线基本一致,一定程度上验证了计算模型的正确性。

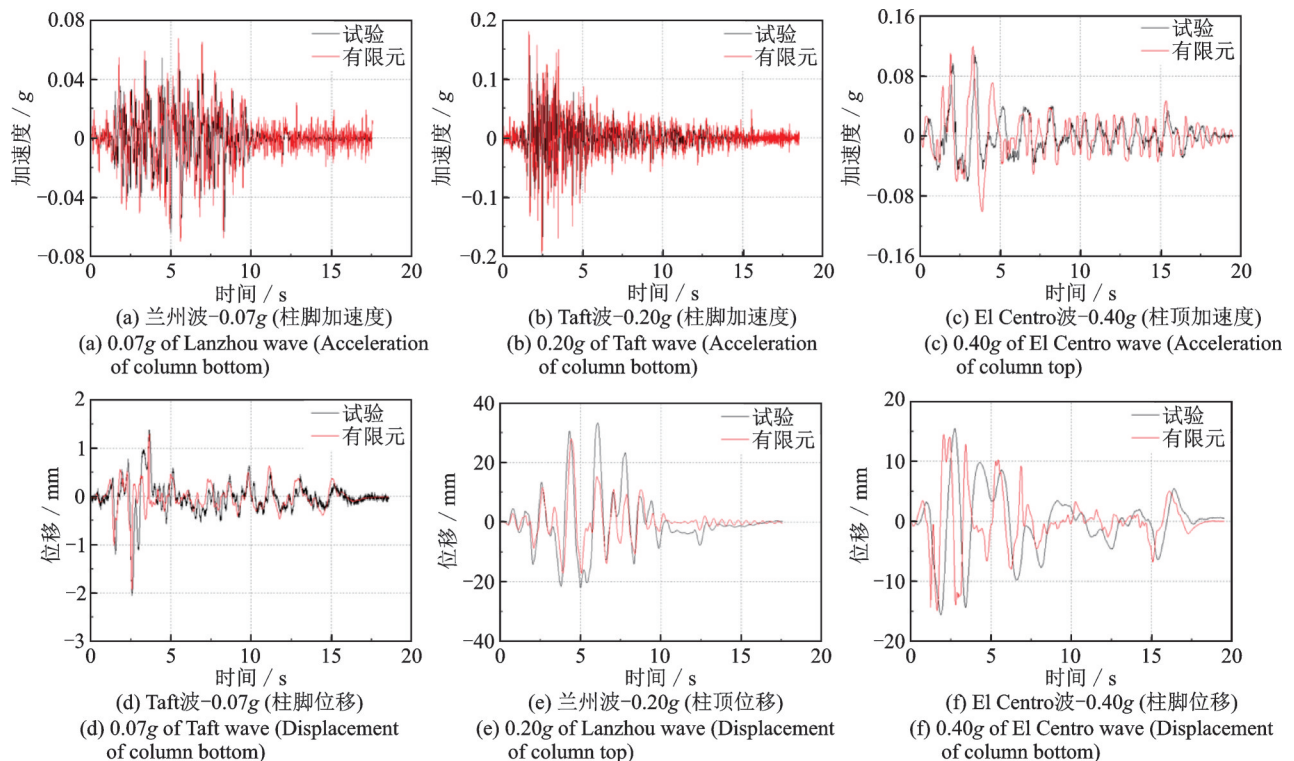


图10 完好模型计算结果与试验结果对比图

Fig.10 Comparison diagram of calculated results and test results of intact model

4 残损木结构地震易损性分析

4.1 残损有限元模型的建立

基于完好计算模型,按2.1节中的步骤建立考虑榫卯节点松动的残损有限元模型,其中节点的松动通过减小榫头长度来实现,如图11所示。依据《古建筑木结构维护与加固技术标准》(GB/T 50165—2020)中的相关规定,将残损程度定义为榫头松动量与榫头高度的比值,残损程度依次取为0,6.7%,13.3%,20.0%和26.7%。为减小计算量将每个模型中各榫卯节点的残损程度取为同一值,其对应的计算模型分别为CS-1,CS-2,CS-3,CS-4和CS-5。



图11 松动燕尾榫节点

Fig.11 Node of looseness dovetail tenon

残损计算模型中的榫卯节点仍由零长度单元模拟,仅考虑节点绕y轴的转动,材料取为单轴自复位材料,其本构关系如图7所示。依据松动燕尾榫节点拟静力试验结果^[14],可得零长度单元各参数值,如表4所示。除此之外,残损模型各单元取值与完好

模型相同。

4.2 地震波的选取与调幅

为了体现地震的随机性,充分考虑不同地震的差异,对结构进行增量动力分析(IDA)时,基于大样本实测强震记录的选取方法,主要按以下原则选择地震动:(1)地震震级应大于 6.5 级;(2)震源类型为走滑或者逆冲断层,场地为岩石或硬土场地;(3)震中距大于 10 km;(4)避免来自于同一地震事件的地震波多于 2 条,使选用的地震波具有更广泛的适用性^[15]。

依据 ATC-63(2008)报告,选用太平洋地震工程研究中心的 22 条远场地震动对残损古建筑木结构进行地震易损性评估,各地震动基本信息及其加速度反应谱分别如表 5 和图 12 所示。

4.3 残损木结构性能指标的量化

依据结构的地震损坏状况,可将其在地震作用下的震害分为:基本完好、轻微损坏、中等破坏、严重破坏和倒塌 5 个等级,两个等级间的状态称为极限状态,即性能水准,是指建筑结构在遭受某一抗震设防水准的地震作用下可能出现的最大程度破坏^[16],

表 4 残损模型中零长度单元各参数值

Tab. 4 Each parameter value of zerolength element in damage model

模型编号	$k_1/(N \cdot mm^{-1})$	$k_2/(N \cdot mm^{-1})$	sigAct/ N	epsSlip/ mm	epsBear/ mm
CS-1	1008	101	1012	40	50
CS-2	897	90	911	38	50
CS-3	792	79	803	37	50
CS-4	706	71	697	36	50
CS-5	591	59	602	35	50

注: k_1 和 k_2 分别代表零长度单元材料的初始刚度和屈服后刚度; sigAct代表零长度单元的屈服荷载;epsSlip和epsBear分别代表零长度单元的滑移变形和最大变形。

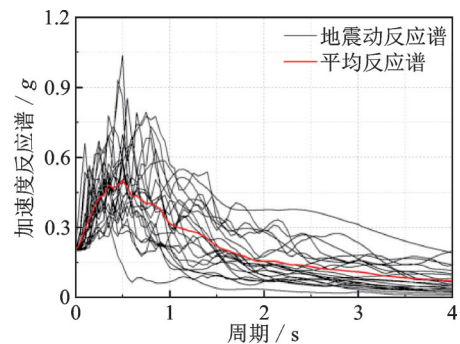


图 12 地震波的加速度反应谱

Fig. 12 Acceleration response spectrum of seismic waves

表 5 地震动基本信息^[15]

Tab. 5 Basic information of ground motions^[15]

编号	年份	震级	地震名称	记录台站名称	加速度分量
1	1994	6.7	Northridge, USA	Beverly Hills-Mulhol	MUL009
2	1994	6.7	Northridge, USA	Canyon Country-WLC	LOS000
3	1999	7.1	Duzce, Turkey	Bolu	BOL000
4	1999	7.1	Hector Mine, USA	Hector	HEC000
5	1979	6.5	Imperial Valley, USA	Delta	H-DLT262
6	1979	6.5	Imperial Valley, USA	El Cetro Array#11	H-E11140
7	1995	6.9	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	NIS000
8	1995	6.9	Kobe, Japan	Shin-Osaka	SHI000
9	1999	7.5	Kocaeli, Turkey	Duzce	DZC180
10	1999	7.5	Kocaeli, Turkey	Arcelik	ARC000
11	1992	7.3	Landers, USA	Yermo Fire Station	YER270
12	1992	7.3	Landers, USA	Coolwater	CLW-LN
13	1989	6.9	Loma Prieta, USA	Capitola	CAP000
14	1989	6.9	Loma Prieta, USA	Gilroy Array #3	G03000
15	1990	7.4	Manjil, Iran	Abbar	ABBAR-L
16	1987	6.5	Superstition Hills, USA	El Centro; Imp. Co.	B-ICC000
17	1987	6.5	Superstition Hills, USA	Poe Road(temp)	B-POE270
18	1992	7.0	Cape Mendocino, USA	Rio Dell Overpass	RIO270
19	1999	7.6	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	CHY101-E
20	1999	7.6	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	TCU045-E
21	1971	6.6	San Fernando, USA	LA-Hollywood; Stor	PEL090
22	1976	6.5	Friuli, Italy	Tolmezzo	A-TMZ000

文献[17]详细叙述了古建筑木结构各性能水准的破坏特征。

结构的性能水准可由其反应参数确定,本文依据古建筑木结构振动台试验现象,结合文献[15]和[17],以结构的最大层间位移角作为损伤指标,其震害等级和极限状态的评定标准分别如表6和7所示。

表 6 各震害等级的评定标准

Tab. 6 Evaluation standard of each earthquake damage level

震害等级	基本完好	轻微损坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
θ	$\leq 1/442$	[1/442, 1/148]	[1/148, 1/48]	[1/48, 1/16]	$\geq 1/16$

表 7 各极限状态的评定标准

Tab. 7 Evaluation standard of each limit state

破坏阶段	OP(充分运行)	IO(立即使用)	LS(生命安全)	CP(防止倒塌)
性能点限值 LS_i	1/442	1/148	1/48	1/16

4.4 残损结构 IDA 分析

对各模型进行动力弹塑性时程分析,以 PGA 作为强度指标(IM),以层间位移角作为响应指标(DM),可获得各模型的 IDA 曲线,如图 13 所示。

由图 13 可知,时程分析初期,输入地震动的 PGA 较小,各模型明显处于弹性阶段,对于同一模型,各地震动的 IDA 曲线有一定差异,随着 PGA 的增大,各残损模型的层间位移角不断变大,该差异不断变大。大体上,随着 PGA 的增大,各模型层间位移角的增幅先增大后减小,即 IDA 曲线的斜率先增大后减小,主要是因为古建筑木结构柱脚连接为典型的平摆浮搁形式,当输入地震波的 PGA 较小时,柱脚连接处未产生滑移,模型处于弹性状态,模型层间位移角随 PGA 的增大基本呈线性增长;之后,模型开始进入塑性阶段,此时柱脚的滑移较小,模型层间位移角随 PGA 的增大显著增大,随 PGA 的继续增大,柱脚连接处开始产生明显滑移,致使通过柱脚传至上部结构的地震作用增幅逐渐减小。

随着残损程度的增大,同一地震动下模型的位移响应不断增大,其层间位移角不断变大,体现为模型的 IDA 曲线逐渐向左移动,主要是因为随残损程度的增大,其转动刚度不断减小,致使模型整体抗侧刚度减小,柱架顶部和屋盖处的位移响应变大,柱架顶部和屋盖处的位移增大。

图 14 给出了残损模型在地震作用下最大层间

位移角的分布情况,其中水平虚线从上至下依次为:CP,LS,IO 和 OP4 种极限状态,由上至下的 5 个区域分别为:倒塌、严重破坏、中等破坏、轻微损坏和基本完好。

由图 14 可知,完好模型在 8 度多遇地震作用下,模型最大层间位移角处于基本完好和轻微损坏阶段;在 8 度基本地震作用下,模型处于轻微损坏和中度破坏阶段;在 8 度罕遇地震作用下,模型处于中度破坏和严重破坏阶段。

随着残损程度的增大,在 8 度多遇地震作用下,模型最大层间位移角开始进入中度破坏阶段;在 8 度基本地震作用下,模型由轻微损坏和中度破坏逐渐进入严重破坏阶段;在 8 度罕遇地震作用下,模型由中度破坏和严重破坏阶段逐渐进入倒塌阶段。

4.5 概率需求分析

以模型结构最大层间位移角 θ_{\max} 为 DM,以 PGA 为 IM,可得残损古建筑木结构的地震概率需求模型:

$$\theta_{\max} = a(\text{PGA})^b \quad (1)$$

式中 a 和 b 为系数,可由线性回归获得。

将式(1)取对数,可得下式:

$$\ln(\theta_{\max}) = \ln(a) + b \ln(\text{PGA}) \quad (2)$$

可得其均值 m 和标准差 δ ,分别如下式所示:

$$m_D = \overline{\ln \theta_{\max}} \quad (3)$$

$$\delta_D = \sqrt{\frac{1}{N-2} \sum_{i=1}^N (\ln \theta_{\max} - m_D)^2} \quad (4)$$

设结构的能力参数为 C ,其对数值的平均值为 m_c ,标准差为 δ_c ,则结构易损性模型可表示为在不同地震作用下结构反应 D 超过结构抗震能力 C 的概率,如下式所示:

$$P_f = P(D \geq C) \quad (5)$$

若函数 $Z = C - D$,则 Z 也服从对数正态分布,平均值 $m_z = m_c - m_D$,标准差 $\delta_z = \sqrt{\delta_c^2 + \delta_D^2}$,可知结构损伤失效概率 P_f 为:

$$P_f = P(Z \leq 0) = \int_{-\infty}^0 f(Z) dZ = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\delta_z \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{Z - m_z}{\delta_z}\right)^2\right] dZ \quad (6)$$

取 $t = \frac{Z - m_z}{\delta_z}$,将函数 Z 标准正态分布化可得

下式:

$$P_f = P_f(t\delta_z + m_z < 0) = P_f\left(t < -\frac{m_z}{\delta_z}\right) = \Phi\left(-\frac{m_z}{\delta_z}\right) = \Phi\left(-\frac{\ln \theta_c - \ln \theta_{\max}}{\sqrt{\delta_c^2 + \delta_D^2}}\right) \quad (7)$$

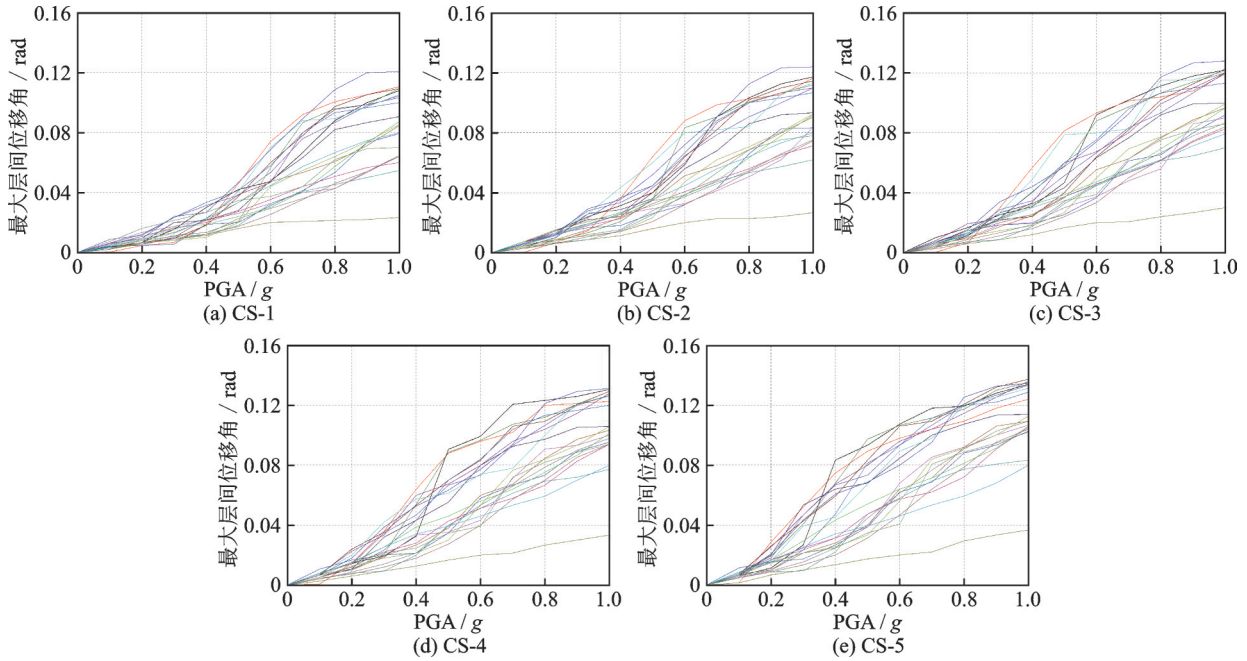


图 13 残损模型 IDA 曲线

Fig. 13 IDA curves of damage model

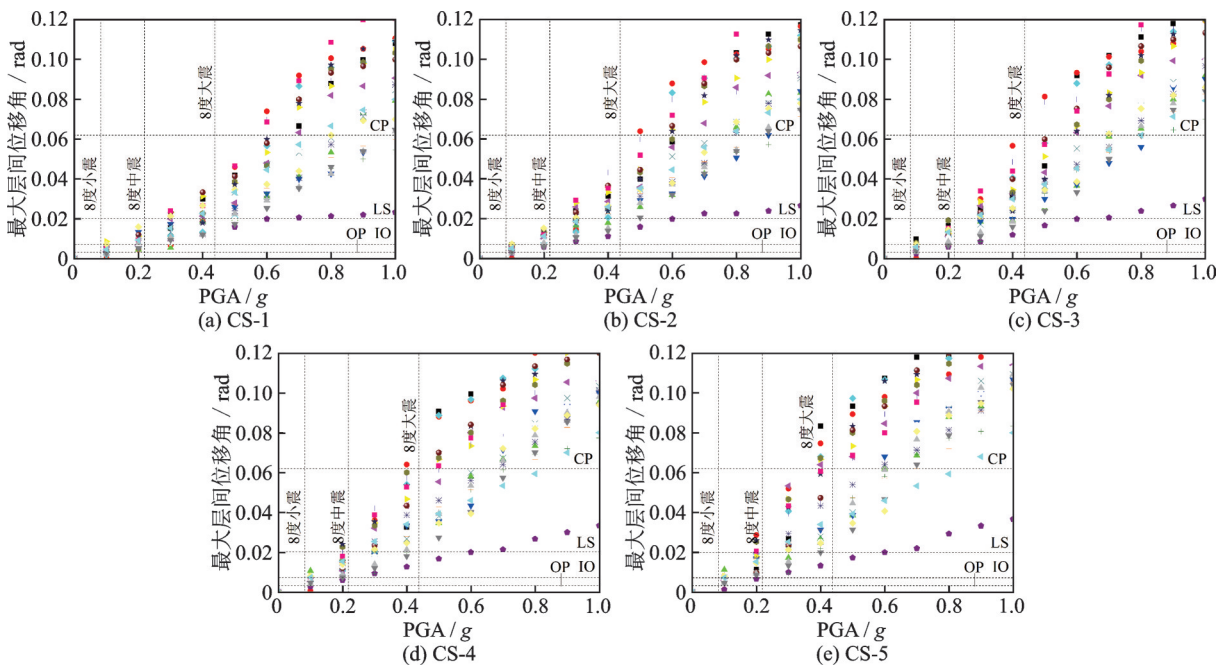


图 14 残损模型最大层间位移角分布

Fig. 14 The distribution of maximum interlayer displacement angle of damage model

式中 Φ 为标准正态分布函数。

可知特定阶段结构的破坏概率 P_m 为^[18]:

$$P_m = P_m(C \geq M) = \Phi\left(\frac{\ln \theta_{\max} - \ln \theta_C}{\sqrt{\delta_C^2 + \delta_D^2}}\right) \quad (8)$$

4.6 地震易损性曲线分析

将图 14 中数据取对数,并进行线性回归,可得各模型的概率地震需求函数和回归函数的决定系数,如图 15 所示。

由图 15 可知,残损古建筑木结构各模型回归概

率地震需求函数的决定系数介于 0.83578~0.85761,较接近 1,表明线性回归函数与数据点具有较高的相关度。

模型 CS-1~CS-5 的概率地震需求函数依次为:

$$\ln \theta_{\max} = -2.48287 + 1.43979 \ln(\text{PGA}) \quad (9)$$

$$\ln \theta_{\max} = -2.38683 + 1.37834 \ln(\text{PGA}) \quad (10)$$

$$\ln \theta_{\max} = -2.29561 + 1.33105 \ln(\text{PGA}) \quad (11)$$

$$\ln \theta_{\max} = -2.20376 + 1.31521 \ln(\text{PGA}) \quad (12)$$

$$\ln \theta_{\max} = -2.11172 + 1.30239 \ln(\text{PGA}) \quad (13)$$

依次将式(9)~(13)与式(8)联立,可得模型

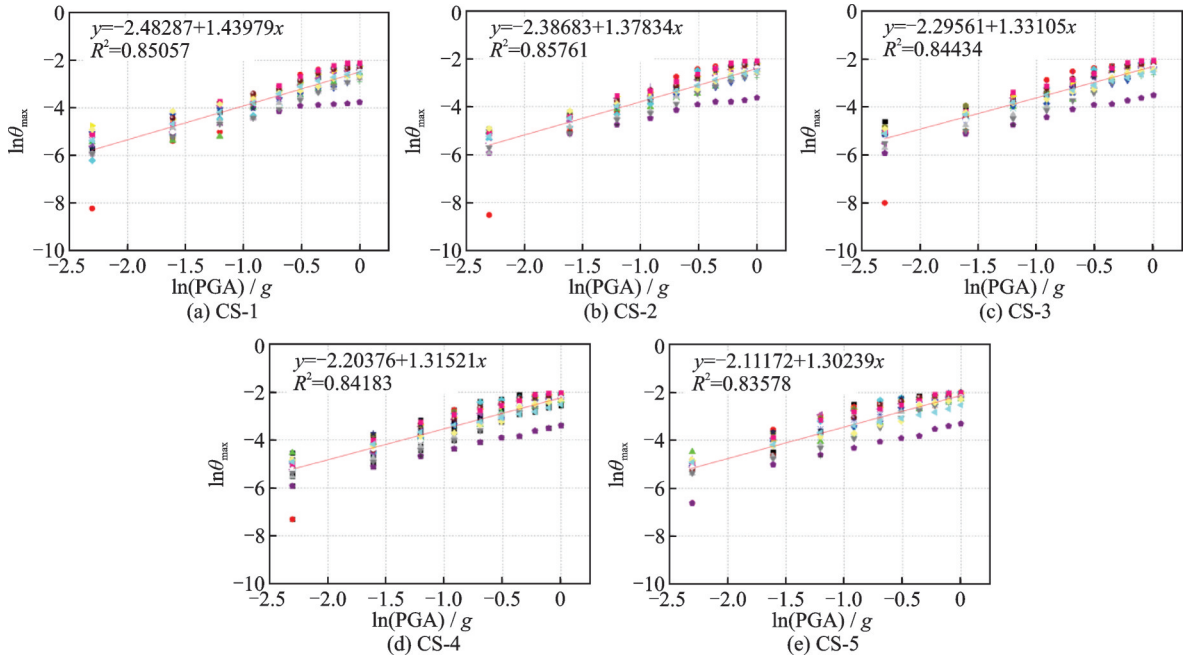


图15 残损模型 $\ln\theta_{max}$ - $\ln(PGA)$ 的线性回归分析

Fig. 15 Linear regression analysis for $\ln(\theta_{max})$ - $\ln(PGA)$ of damage model

CS-1~CS-5在各性能点下的易损性公式分别为：

$$P_m = \Phi\left(\frac{-2.48287 + 1.43979\ln(PGA) - \ln\theta_c}{0.5}\right) \quad (14)$$

$$P_m = \Phi\left(\frac{-2.38683 + 1.37834\ln(PGA) - \ln\theta_c}{0.5}\right) \quad (15)$$

$$P_m = \Phi\left(\frac{-2.29561 + 1.33105\ln(PGA) - \ln\theta_c}{0.5}\right) \quad (16)$$

$$P_m = \Phi\left(\frac{-2.20376 + 1.31521\ln(PGA) - \ln\theta_c}{0.5}\right) \quad (17)$$

$$P_m = \Phi\left(\frac{-2.11172 + 1.30239\ln(PGA) - \ln\theta_c}{0.5}\right) \quad (18)$$

由式(14)~(18)查表可得残损古建筑木结构模型超越各性能点的概率,如图16所示。同时将其转化为在8度小震(0.07g)、8度中震(0.20g)和8度大震(0.40g)作用下的破坏概率,如表8所示。

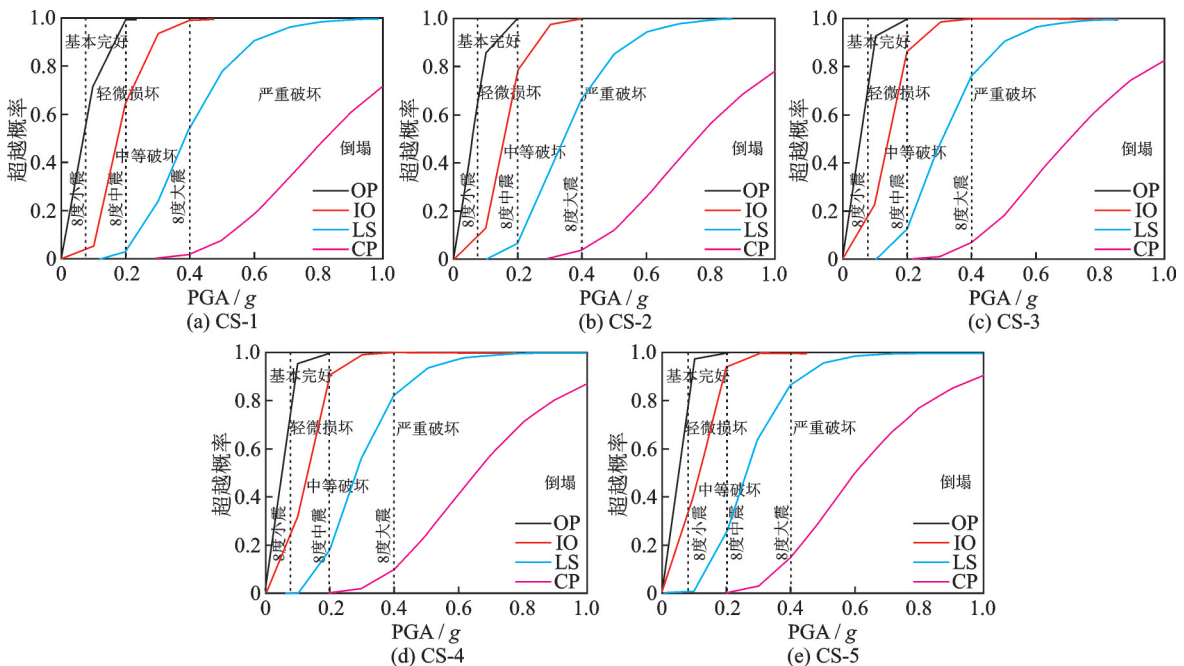


图16 残损模型地震易损性曲线

Fig. 16 Seismic fragility curves of damage model

由图16可知,各模型OP与IO两个极限状态相距较近,其曲线斜率最大,说明模型最易进入轻微损坏阶段,之后,较易进入中等破坏阶段。各模型IO与LS两个校限状态相距较远,说明在中等破坏阶段,模型有较好的变形能力,因古建筑木结构具有较好的整体性,协调变形的能力较强,阻止结构进入严重破坏阶段的能力较强。随PGA的增大,模型在各性能点下的超越概率不断增大。

随着残损程度的增大,在8度多遇地震(0.07g)作用下,模型由处于基本完好和轻微损坏阶段开始处于轻微损坏和中等破坏阶段,模型CS-1~CS-5处于中度破坏的概率依次为0.041,0.097,0.174,0.240和0.302,表明当节点残损程度达到13.3%时,结构发生中度破坏的概率为0.174,不符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)中“小震不坏”的抗震设防要求;在8度基本地震(0.20g)作用下,模型由主

要处于轻微损坏和中等破坏阶段开始处于中度破坏和严重破坏阶段,模型CS-1~CS-5处于严重破坏的概率依次为0.031,0.072,0.129,0.182和0.249,表明当节点残损程度达到13.3%时,结构发生严重破坏的概率为0.129,不符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)中“中震可修”的抗震设防要求;在8度罕遇地震(0.40g)作用下,模型由主要处于中度破坏和严重破坏阶段开始处于严重损坏和倒塌阶段,模型CS-1~CS-5处于倒塌的概率依次为0.020,0.040,0.069,0.102和0.147,表明当节点残损程度达到20%时,结构发生倒塌的概率为0.102,不符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)中“大震不倒”的抗震设防要求。因此,当古建筑木结构的节点残损程度达到13.3%时,残损结构已不满足现有规范对结构抗震设防的要求,必须及时对其进行加固和修复。

表8 各残损模型超越性能点的概率

Tab. 8 Probability of exceeding performance point of each damage model

模型编号	地震水准	PGA/g	性能水准				
			基本完好	轻微损坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
CS-1	8度多遇	0.07	0.458	0.501	0.041	0.000	0.000
	8度基本	0.20	0.005	0.343	0.621	0.031	0.000
	8度罕遇	0.40	0.000	0.008	0.436	0.536	0.020
CS-2	8度多遇	0.07	0.358	0.545	0.097	0.000	0.000
	8度基本	0.20	0.001	0.217	0.710	0.072	0.000
	8度罕遇	0.40	0.000	0.004	0.326	0.630	0.040
CS-3	8度多遇	0.07	0.340	0.486	0.174	0.000	0.000
	8度基本	0.20	0.000	0.131	0.740	0.129	0.000
	8度罕遇	0.40	0.000	0.001	0.236	0.695	0.069
CS-4	8度多遇	0.07	0.284	0.474	0.240	0.002	0.000
	8度基本	0.20	0.000	0.088	0.728	0.182	0.002
	8度罕遇	0.40	0.000	0.000	0.176	0.722	0.102
CS-5	8度多遇	0.07	0.269	0.424	0.302	0.005	0.000
	8度基本	0.20	0.000	0.058	0.691	0.249	0.002
	8度罕遇	0.40	0.000	0.000	0.130	0.723	0.147

5 结论

本文基于增量动力分析对残损古建筑木结构的抗震性能进行了较为系统的评估,可得以下结论:

(1)计算模型与试验模型的主要模态参数相差小于10%,柱脚和柱头动力时程响应曲线基本一致,表明了计算模型分析的合理性和正确性。

(2)随着PGA的增大,各模型的层间位移角不断变大,且层间位移角的增幅先增大后减小,随残损程度的增大,同一地震动下模型的层间位移角不断

变大。

(3)通过对各模型 $\ln\theta_{\max}-\ln(\text{PGA})$ 数据点的线性回归,得到了模型的概率地震需求函数,其决定系数介于于0.83578~0.85761,较接近1,表明线性回归函数与数据点具有较高的相关度。

(4)各模型最易进入轻微损坏阶段,较易进入中度破坏阶段,IO与LS两个极限状态相距较远,表明在中等破坏阶段,模型具有较好的变形能力。当古建筑木结构的节点残损程度达到13.3%时,残损结构已不满足现有规范对结构抗震设防的要求,必须及时对其进行加固和修复。

参考文献:

- [1] 赵鸿铁, 薛建阳, 隋龔, 等. 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, et al. Chinese Ancient Building Structure and Its Seismic: Test, Theory and Strengthening Method[M]. Beijing: Science Press, 2012: 5-6.
- [2] Ma L L, Xue J Y, Dai W Q, et al. Moment-rotation relationship of mortise-through-tenon connections in historic timber structures[J]. Construction and Building Materials, 2020, 232: 117285.
- [3] 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 Junxiao, WANG Juan, YANG Qingshan. 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.
- [4] 薛建阳, 许丹, 代武强. 穿斗式木结构通榫节点抗震性能研究及数值模拟分析[J]. 土木工程学报, 2019, 52(11): 56-65.
XUE Jianyang, XU Dan, DAI Wuqiang. Experimental study and numerical simulation analysis on seismic performance of continuous tenon joint in column-and-tie timber structure [J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(11): 56-65.
- [5] 谢启芳, 张利朋, 向伟, 等. 竖向荷载作用下叉柱造式斗拱节点受力性能试验研究与有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(9): 66-74.
XIE Qifang, ZHANG Lipeng, XIANG Wei, et al. Experimental study and finite element analysis of Dou Gong joints built with fork column under vertical loading [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39 (9): 66-74.
- [6] 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.
- [7] 宋晓滨, 吴亚杰, 罗烈, 等. 传统楼阁式木塔抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2016, 49(增刊2): 91-95.
SONG Xiaobin, WU Yajie, LUO Lie, et al. Study on the seismic performance of a traditional pavilion-style pagoda[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49 (Sup2): 91-95.
- [8] 张利朋, 谢启芳, 吴亚杰, 等. 基于木材弹塑性损伤本构的古建木结构残损梁柱构件损伤非线性分析[J]. 木与环境工程学报(中英文), 2022, 44(2): 98-106.
ZHANG Lipeng, XIE Qifang, WU Yajie, et al. Damage nonlinear analysis on beam and column members with damages in ancient timber structures based on elastic-plastic damage constitutive model of wood[J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2022, 44 (2): 98-106.
- [9] Ogawa K, Sasaki Y, Yamasaki M. Theoretical estimation of the mechanical performance of traditional mortise-tenon joint involving a gap[J]. Journal of Wood Science, 2016, 62: 242-250.
- [10] 马林林, 薛建阳, 张锡成, 等. 考虑榫卯松动的古建筑木结构地震响应分析[J]. 振动工程学报, 2023, 36(4): 1083-1093.
Ma Linlin, XUE Jianyang, ZHANG Xicheng, et al. Seismic responses of ancient timber structures with looseness mortise-tenons[J]. Journal of Vibration Engineering, 2023, 36(4): 1083-1093.
- [11] Xue Jianyang, Ma Linlin, Dong Xiaoyang, et al. Investigation on the behaviors of Tou-Kung sets in historic timber structures[J]. Advances in Structural Engineering, 2020, 23(3): 485-496.
- [12] 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.
- [13] 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.
- [14] 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]. 建筑结构学报, 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.
- [15] 许丹. 穿斗式木结构抗震性能试验研究及地震易损性分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2019.
XU Dan. Experimental study on seismic performance and seismic fragility analysis of column-and-tie timber structure[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2019.
- [16] 万正东. RC框架结构基于概率损伤模型的地震易损性与风险分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2009.
WAN Zhengdong. Seismic fragility and risk analysis of

- RC frame structures based on probabilistic damage models[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2009.
- [17] 李铁英. 应县木塔现状结构残损要点及机理分析[D]. 太原: 太原理工大学, 2004.
- LI Tieying. The main structural damages and damage mechanism analysis on Yingxian wooden tower[D]. Taiyuan: Taiyuan University of Technology, 2004.
- [18] 周明军. 带薄弱层的框架—填充墙结构易损性分析[D]. 南宁: 广西大学, 2017.
- ZHOU Mingjun. Vulnerability analysis of infill frame with weak layer[D]. Nanning: Guangxi University, 2017.

Seismic vulnerability analysis of damaged ancient timber structures

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

(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: The shaking table test of intact ancient timber structures (without considering looseness) is carried out to evaluation the seismic performance of damaged ancient timber structures, and the failure characteristics, modal parameters and dynamic response curves are obtained. The finite element models (FEM) of intact and damaged structures are established by using OpenSees and the modal parameters and dynamic response curves of intact FEM and test model are compared. Taking the ground peak acceleration (PGA) and maximum inter story drift as the ground motion intensity index and response parameters, the incremental dynamic analysis (IDA) of damaged models are conducted. Through the seismic probability demand analysis of each model, the seismic vulnerability of damaged models is studied. The results show that the error of modal parameters between the intact FEMs and test model is less than 10%, and the dynamic time history response curves are basically consistent, which shows the rationality and correctness of the FEMs. The determination coefficient of the damage model is between 0.83578 ~ 0.85761, indicating that the linear regression function has a high correlation with the data points. When the joint damage degree reaches 13.3%, the damaged structure does not meet the requirements of existing codes for structural seismic fortification, and it must be strengthened and repaired immediately.

Key words: damaged ancient buildings; seismic fragility; joints looseness; fine modeling; incremental dynamic analysis

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。E-mail: jianyang_xue@163.com。