

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20240404001

# 地震动持时对砌体结构地震响应影响研究

谢国雄<sup>1,2</sup>, 公茂盛<sup>1,2</sup>, 左占宣<sup>1,2</sup>

(1. 中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080;  
2. 地震灾害防治应急管理部重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080)

**摘要:** 作为地震动的三要素之一, 地震动持时会显著影响结构的地震响应与损伤状态。为研究地震动持时对砌体结构地震响应的影响, 通过谱匹配方法和小波变换消除频谱和幅值影响, 以抗震设计谱为目标谱匹配得到100条不同持时的地震动记录, 同时通过等效框架法建立一个典型砌体结构数值模型, 随后将得到的100条地震动记录输入到数值模型开展地震反应分析, 根据分析结果探讨地震动持时对砌体结构最大层间位移角、滞回耗能及累积损伤的影响, 并通过回归分析得到了地震动持时对砌体结构地震响应参数影响的经验公式。结果表明: 长持时地震会比短持时地震对砌体结构造成更大的损伤破坏; 砌体结构地震响应参数与持时的相关性从高到低依次为滞回耗能、软化损伤指数、Park-Ang损伤指数、最大层间位移角; 砌体结构最大层间位移角、滞回耗能以及Park-Ang损伤指数均随地震动持时的增大呈增长趋势, 但持时较短时增长速度较慢, 随着持时的增大, 增长速度有所加快, 但不同的是滞回耗能最终又会趋于平稳; 砌体结构软化损伤指数随地震动持时的增大呈增长趋势, 但持时较短时增长较快, 随着持时的增大, 软化损伤指数逐渐趋于平稳; 以文中选取的长、短持时地震动为例, 长持时地震动作用下的Park-Ang损伤指数、滞回耗能、软化损伤指数和最大层间位移角分别是短持时地震动作用下的4.5倍、10倍、2.32倍、2.99倍。结果可供砌体结构抗震设计和地震损伤评估参考。

**关键词:** 地震动持时; 砌体结构; 一致持时; 累积损伤; 等效框架法

**中图分类号:** P315 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2025)05-1222-11

## Study on Influence of Ground Motion Duration on Seismic Response of Masonry Structures

XIE Guoxiong<sup>1,2</sup>, GONG Maosheng<sup>1,2</sup>, ZUO Zhanxuan<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. Key Laboratory of Earthquake Disaster Mitigation, Ministry of Emergency Management, Harbin 150080, China)

**Abstract:** As one of the three essential elements of ground motion, ground motion duration significantly affects the seismic response and damage state of structures. To investigate the influence of ground motion duration on the seismic response of masonry structures, spectral matching methods and wavelet transforms were employed to eliminate the effects of spectrum and amplitude. 100 ground motion records with different durations were obtained by matching them to the target spectrum based on the

\* 收稿日期: 2024-04-04; 修回日期: 2025-01-01

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(52178514)、国家科技重点研发计划课题省级资助项目(GX18C005)、中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项资助项目(2023B03)资助

**作者简介:** 谢国雄(1996—), 男, 硕士研究生。主要从事地震工程方面研究。E-mail: 3182604389@qq.com

**通信作者:** 公茂盛(1976—), 男, 研究员, 博士。主要从事地震工程方面研究。E-mail: gmshiem@163.com

seismic design spectrum. Additionally, a numerical model of a typical masonry structure was established using the equivalent frame method, and the 100 seismic records were input into the numerical model to conduct seismic response analysis. Based on the analysis results, the influence of ground motion duration on the maximum inter-story drift angle, hysteretic energy dissipation, and cumulative damage of masonry structures was examined. Empirical formulas for the influence of ground motion duration on the seismic response parameters of masonry structures were derived through regression analysis. The results showed that long-duration earthquakes caused greater damage to masonry structures compared to short-duration earthquakes. The correlation between seismic response parameters of masonry structures and duration, ranked from highest to lowest, was as follows: hysteretic energy dissipation, softening damage index, Park-Ang damage index, and maximum inter-story drift angle. The maximum inter-story drift angle, hysteretic energy dissipation, and Park-Ang damage index of masonry structures all increased with the extension of ground motion duration. However, when the duration was short, the growth rate was relatively slow. As the duration increased, the growth rate accelerated, but hysteretic energy dissipation eventually tended to stabilize. The softening damage index of masonry structures increased with longer ground motion durations. When the duration was relatively short, it grew rapidly, but as the duration further increased, the softening damage index gradually stabilized. Taking the long- and short-duration ground motions selected in this study as examples, the Park-Ang damage index, hysteretic energy dissipation, softening damage index, and maximum inter-story drift angle under long-duration ground motion were 4.5 times, 10 times, 2.32 times, and 2.99 times those under short-duration ground motion, respectively. The findings of this study can serve as a reference for seismic design and earthquake damage assessment of masonry structures.

**Keywords:** ground motion duration; masonry structure; uniform duration; cumulative damage; equivalent frame method

## 0 引 言

地震动三要素包括幅值、频谱和持时,研究表明,持时对结构地震响应影响显著<sup>[1]</sup>。对于RC框架结构,长持时地震动会使结构失效概率增长10.18%~59%<sup>[2-4]</sup>。对于钢框架结构,长持时地震动会使结构的抗倒塌能力下降29%~40%<sup>[5-7]</sup>。

目前已有较多关于持时对钢结构、钢筋混凝土结构的研究,但有关持时对砌体结构地震响应影响的研究较为稀少。在我国现有建筑中,砌体结构数量大,分布广泛,且在历次强地震中往往损坏严重,造成大量人员伤亡和经济损失。汶川地震中,达到严重破坏及以上的砌体结构占其结构总量的42%,相对的,达到同样破坏状态的框架剪力墙结构、框架结构、钢结构分别占其结构总量的0%、14%和0%<sup>[8]</sup>;玉树地震中达到严重破坏及以上的砌体结构和底部框架结构占其结构总量的52%和57%,而达到同样破坏状态的框架结构仅占其结构总量的

24%<sup>[9]</sup>;甘肃积石山地震中,达到严重破坏及以上的砌体结构占其结构总量的83%,达到同样破坏状态的框架结构仅占其结构总量的13%<sup>[10]</sup>。

由以上论述可知,砌体结构在地震中相对于混凝土结构和钢结构等更容易破坏,而造成这种现象的原因一方面为砌体结构抗侧力强度较低,延性较差,难以抵抗较高强度的地震作用,另一方面则可能是地震动持时对不同结构的影响差异。

砌体结构在往复荷载作用下表现出的退化效应比RC框架结构、钢框架结构更为显著。根据杨铭<sup>[11]</sup>的研究,具有显著退化效应的结构,其地震响应受持时的影响更为明显,同时如前所述,砌体结构在地震中的破坏情况普遍比前两者更为严重。因此研究地震动持时对砌体结构地震响应的影响十分必要。J. J. Bommer等<sup>[12]</sup>用7个具有显著退化效应的单自由度结构模型代表中低层砌体结构,研究了地震动持时对砌体结构地震响应的影响,研究表明地震动持时与砌体结构损伤呈正相关。但J. J. Bommer等<sup>[12]</sup>的研究并未考虑砌体结构的弯曲破

坏,且并未给出砌体结构地震响应随持时的具体变化规律。

为考虑砌体结构的弯曲破坏,本文采用等效框架法建立了一个典型砌体结构数值模型,这种建模方法可有效模拟砌体结构弯曲破坏,同时以抗震设计规范7度设防设计谱为目标谱,通过谱匹配方法及小波变换得到了100条与目标谱匹配良好但持时不同的地震动记录,并将其作为输入,开展地震反应分析,研究地震动持时对砌体结构地震响应的影响,最终给出了砌体结构地震响应参数随地震动持时的变化规律。

## 1 地震动记录选取

### 1.1 地震动持时指标

在进行地震动选取前,首先需要确定地震动持时指标。从上世纪60年代至今,研究者已经提出了有30余种不同的持时定义与指标,这些持时指标大概可以分类以下4类<sup>[13]</sup>:(1)括号持时(Bracketed Duration);(2)一致持时(Uniform Duration);(3)显著持时(Significant Duration);(4)有效持时(Effective Duration)。根据杨铭<sup>[11]</sup>和王德才等<sup>[14]</sup>的研究,一致持时与结构响应的相关性最高,因此本文选用一致持时作为地震动的持时指标。

一致持时指地震动加速度记录中加速度绝对值超过特定阈值 $a$ 的所有时间之和,如公式(1)所示:

$$D_U = \sum \Delta t_i \quad (1)$$

式中, $D_U$ 是一致持时; $\Delta t_i$ 是第 $i$ 个地震动加速度绝对值超过 $a$ 的时间段。以集集地震TCU075台站东西分量为例,其计算方式如图1所示。

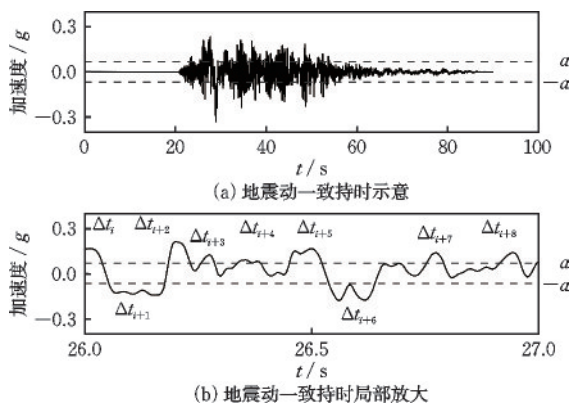


图1 一致持时定义

Fig.1 Definition of uniform duration

根据参考文献[14],用于定义一致持时的阈值 $a$ 会影响持时长短进而影响持时与结构响应的相关性,短周期结构响应与较大阈值定义的一致持时相关性更高,而中长周期结构与较小阈值定义的一致持时相关性更高,他们在分析中以0.3 s、1.0 s和3.0 s分别代表短周期、中等周期和长周期结构的自振周期。对于短周期结构,他们推荐阈值 $a$ 取20%的峰值加速度(PGA)。为了更好说明阈值 $a$ 对一致持时与结构响应相关性的影响,本文依次取地震动PGA的20%、25%、30%、35%作为阈值 $a$ ,将它们定义的一致持时分别称为 $D_{U20\%}$ 、 $D_{U25\%}$ 、 $D_{U30\%}$ 、 $D_{U35\%}$ ,并分析对比了四个持时指标与结构响应的相关性。

### 1.2 地震动记录匹配

地震动的幅值和频谱会显著的影响结构的动力响应和损伤<sup>[15]</sup>,为了将幅值和频谱的影响最小化,本文以我国《建筑抗震设计规范》<sup>[16]</sup>的抗震设计谱(7度设防,罕遇地震,II类场地,设计地震分组为第二组)为目标谱,采用J. Hancock等<sup>[17]</sup>提出的谱匹配和小波变化方法从美国太平洋地震工程中心<sup>[18]</sup>(Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER)匹配选择了100条与目标谱匹配良好的地震动记录。在谱匹配过程中,为了确保匹配效果,采用他们提出的“谱失配”概念对匹配结果进行核查。

谱失配是指选取地震动的反应谱与目标谱的谱值误差,分为平均谱值误差 $\delta_{ave}$ 和最大谱值误差 $\delta_{max}$ ,如公式(2)和公式(3)所示:

$$\delta_{ave} = \frac{\sum \left| \frac{Sa - Sa_T}{Sa_T} \right|}{N_T} \quad (2)$$

$$\delta_{max} = \max \left| \frac{Sa - Sa_T}{Sa_T} \right| \quad (3)$$

式中, $Sa$ 表示经谱匹配和小波变换后地震动的加速度反应谱谱值; $Sa_T$ 表示目标谱的谱值; $N_T$ 代表周期点的个数; $\delta_{ave}$ 和 $\delta_{max}$ 分别反映了整体匹配效果和局部匹配效果,根据M. Molazadeh等<sup>[19]</sup>的研究,将 $\delta_{ave}$ 和 $\delta_{max}$ 分别控制在5%和15%以内,可以得到较好的匹配效果。选取的地震动与目标谱的匹配结果如图2(a)、(b)所示,可知匹配效果较好。一致持时分别为 $D_{U20\%}$ 、 $D_{U25\%}$ 、 $D_{U30\%}$ 及 $D_{U35\%}$ 的地震动数量分布如图2(c)、(d)、(e)、(f)所示。

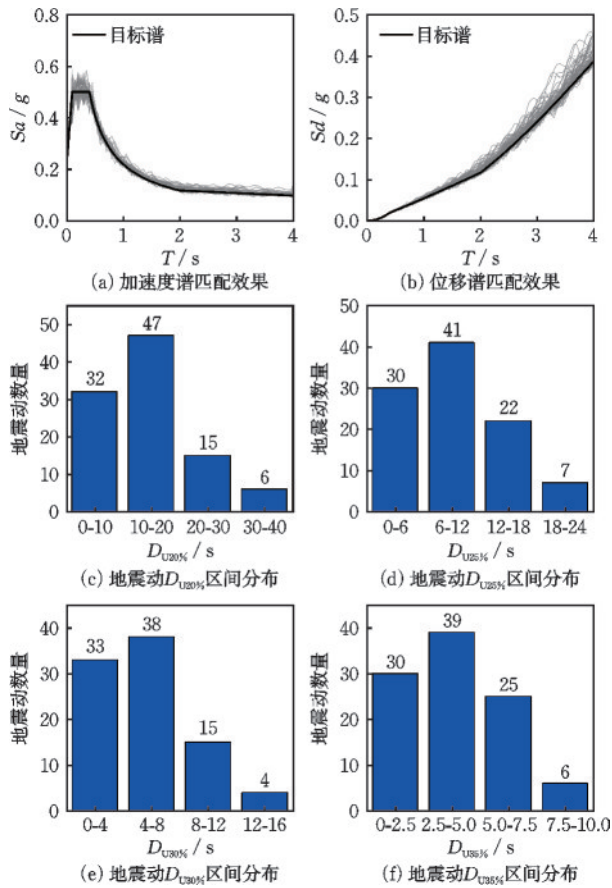


图2 地震动的选取

Fig.2 Selection of ground motions

## 2 砌体结构建模

目前砌体结构建模方法主要有以下4种:整体式有限元法、分离式有限元法、层模型法和等效框架法<sup>[20]</sup>。整体式和分离式有限元法均是把结构划分为一个个微观单元,这会导致计算量较大,对计算能力有较高要求,层模型法和等效框架法都属于宏观建模方法,计算量相比前两种方法小得多。由于层模型方法无法考虑砌体结构弯曲破坏,因此本文采用等效框架法对砌体结构进行建模,该方法具有计算效率高、考虑砌体失效模式较为全面等特点,并且已有较为成熟的有限元分析软件STKO<sup>[21]</sup>可以使用。

### 2.1 等效框架法

等效框架法是将砌体结构离散成Pier柱单元、Spandrel梁单元和Rigid刚性单元,并通过合适材料本构模拟Pier单元和Spandrel单元的力学行为,进

而将砌体结构等效为框架结构,其内容主要包括结构离散、单元塑性原则选择、Pier单元与Spandrel单元的力学行为模拟。

本文研究的砌体结构为规则开口砌体结构,对于这种砌体结构,M. Dolce<sup>[22]</sup>和N. Augenti<sup>[23]</sup>分别提出了不同结构离散方法,如图3所示。两种方法均将Spandrel单元的长度等于洞口宽度,但在确定Pier单元有效高度时有所不同,Dolce通过洞口处30°夹角延长线与墙体中轴线交点确定Pier单元有效高度(图3(a)),而Augenti直接将相邻洞口的高度作为Pier单元有效高度(图3(b))。根据R. Siano等<sup>[24]</sup>研究结果,Dolce结构离散方法得到的结果更接近微观精确模拟结果,因此本文在对砌体结构建模时采用Dolce结构离散方法。

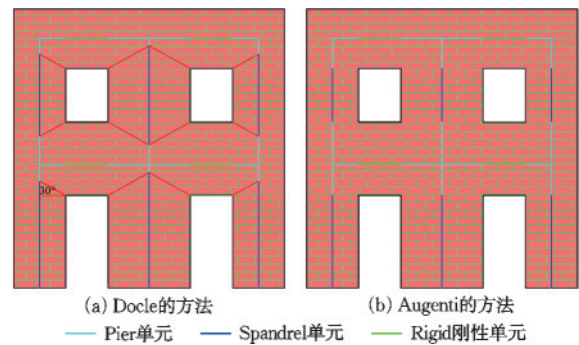


图3 结构离散方法

Fig.3 Structural discretization method

结构建模还需选定单元塑性原则,该原则一般分为集中塑性原则和分布塑性原则两种<sup>[25]</sup>,根据Requena-Garcia-Cruz M V等<sup>[25]</sup>的研究,采用分布塑性原则建立模型进行分析具有更高精度,因此本文采用分布塑性原则进行建模。

砌体的失效机制分为平面内失效和平面外失效,本文仅考虑平面内失效机制。如图4所示,平面内失效机制又分为剪切滑移失效、对角剪切失效和弯曲失效。本文在对Pier单元的力学行为进行模拟

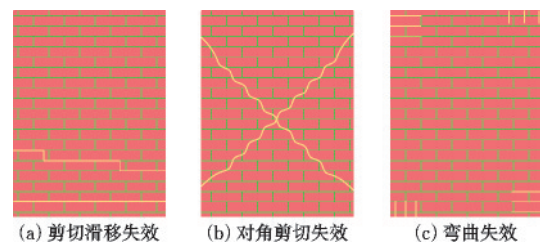


图4 砌体的三种平面内失效机制

Fig.4 Three in-plane failure mechanisms of masonry

时,参考 A. Shabani 等<sup>[26]</sup> 研究结果,分别采用 OpenSees 中 concrete02 和 Hysteretic 材料模拟 Pier 单元的弯曲行为和剪切行为。concrete02 的抗压强度和抗拉强度分别取砌体的轴心抗压强度和轴心抗拉强度,Hysteretic 的剪切强度  $V_m$  按照公式(4)和(5)计算的较小值确定。

剪切滑移失效:

$$V_s = [(f_{td} + 0.4\sigma_0) / (1 + \frac{3\alpha_0 h f_{v0}}{\sigma_0 b})] bt \quad (4)$$

对角剪切失效:

$$V_D = \frac{f_{td} bt}{\zeta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (5)$$

式中,  $V_s$  是剪切滑移失效强度;  $f_{td}$  是砌体对角抗拉强度;  $\sigma_0$  是墙体受到的轴向压应力;  $\alpha_0$  是零矩系数,可根据文献[27]或文献[28]确定;  $h$  是 Pier 单元有效高度;  $f_{v0}$  是砌体抗剪强度;  $b$  是墙体宽度;  $t$  是墙体厚度;  $\zeta$  是剪应力分布系数,可根据文献[27]确定。Pier 单元剪切行为的强度和刚度退化规律由 Hysteretic 参数定义,相关参数取值见表 1<sup>[26]</sup>,表格中  $G$  为砌体剪切模量。

表 1 用于模拟 Pier 单元剪切行为的 Hysteretic 材料参数

Table 1 Hysteretic material parameters for simulating shear behavior of Pier elements

Hyeteretic 材料参数	参数值	Hysteretic 材料参数	参数值
初始剪切刚度 $K_{Es}$	$Gbt/1.2$	重加载时的变形捏缩系数	0.4
峰值剪切变形 $d_m$	0.001 5	重加载时的力捏缩系数	0.2
极限剪切变形 $d_u$	0.01	能量导致的损伤	0.05
极限剪切强度 $V_u$	$0.2V_m$	基于延性的卸载刚度退化能量决定系数 $\beta$	0.75

本文参考 A. Shabani 等<sup>[26]</sup> 的研究,假设结构的破坏发生在 Pier 单元,而将 Spandrel 单元视为弹性单元。

## 2.2 建模方法验证

为验证建模方法正确性与可靠性,本文分别对文献[29]和文献[30]中的拟静力实验进行模拟,并与试验结果进行了对比。文献[29]中的两片砌体墙分别称墙 1、墙 2,二者厚度均为 250 mm,其余几何尺寸如图 5(a)、(b)所示,试验中墙体顶部均施加了 150 kN 的恒荷载。文献[30]中的砌体墙称墙 3,厚 250 mm,其余几何尺寸如图 5(c)所示。

拟静力加载下,本文模拟抗侧力峰值与文献中实验抗侧力峰值结果见表 2,同时对比了模拟与实验滞回曲线,结果如图 6 所示。同时通过抗侧力峰值及滞回曲线综合对比,可以认为模拟结果与实验结果较为接近,说明本文建模方法具有较高精度和可靠性。

## 2.3 典型砌体结构及其等效框架模型

本文根据参考文献[31]得到了一个二层砌体结构,其平立面尺寸如图 7(a)、(b)所示。该砌体结构设有  $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$  钢筋混凝土圈梁,圈梁配有四根直径为 16 mm 的纵筋和直径为 10 mm 的箍筋,箍筋

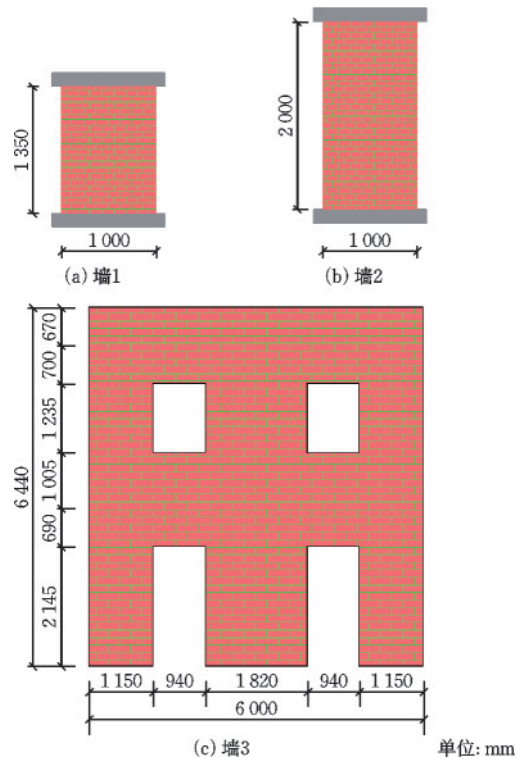


图 5 文献[29]和[30]中拟静力实验砌体墙尺寸

Fig.5 Dimensions of masonry walls in quasi-static experiments from references [29] and [30]

间距为 200 mm,楼板荷载为  $10 \text{ kN/m}^2$ 。根据参考文献[31],建模中材料参数取值如下:砌体抗压强度  $f_m = 6.2 \text{ MPa}$ ,弹性模量  $E = 1800 \text{ MPa}$ ,剪切模量

表2 拟静力加载下模拟与实验抗侧力峰值对比

Table 2 Comparison of simulated and experimental peak lateral resistance under quasi-static loading

抗侧力峰值	墙体		
	墙1	墙2	墙3
实验值/kN	81.50	72.80	148.73
模拟值/kN	82.10	67.76	157.04
误差/%	0.7	6.9	5.59

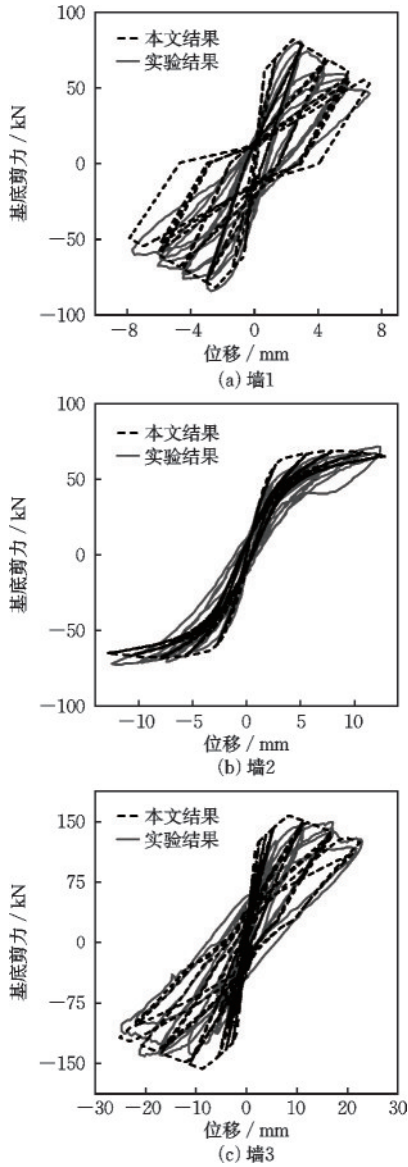
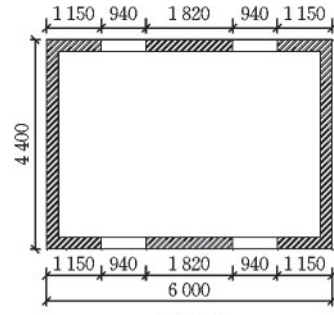


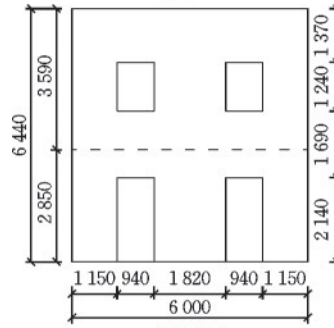
图6 实验与模拟结果对比

Fig.6 Comparison between experimental and simulated results

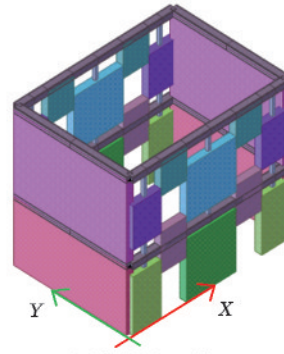
$G=1\ 800\ \text{MPa}$ , 容重  $\omega=17.5\ \text{kN/m}^3$ , 对角抗拉强度  $f_{td}=0.345\ \text{MPa}$ , 抗剪强度  $f_{v0}=0.163\ \text{MPa}$ , 钢筋屈服强度  $f_{yk}=450\ \text{MPa}$ , 混凝土抗压强度  $f_{ck}=25\ \text{MPa}$ 。基于上述参数, 本文使用有限元软件 STKO<sup>[21]</sup> 建立



(a) 平面



(b) 立面



(c) 等效框架法模型

单位: mm

图7 二层砌体结构及其等效框架法模型

Fig.7 Two-story masonry structure and its equivalent frame method model

了该砌体结构的等效框架模型, 如图7(c)所示, 建模中采用了刚性楼板假设, 因此图7(c)中未展示楼板。

### 3 砌体结构损伤指标

本文采用四种结构响应参数衡量结构损伤, 分别为最大层间位移角、滞回耗能、Park-Ang 损伤指数及软化损伤指数。最大层间位移角  $Drift_{max}$  为结构最大层间相对位移与层高之比, 计算公式为:

$$Drift_{max} = \frac{Disp_{max}}{H} \quad (6)$$

式中,  $Disp_{max}$  是最大层间相对位移;  $H$  是层高。最大层间位移角在结构抗震设计和结构地震损伤评估

中应用广泛,常被用于评估结构损伤。

结构滞回耗能是结构的各构件在地震动作用下由于塑性位移耗散的能量总和,对于某构件而言,其滞回耗能  $E_H$  计算公式为:

$$E_H = \left[ \int_0^u f_s(u) du \right] - E_s(t) \quad (7)$$

式中,  $f_s$  是恢复力;  $u$  是位移;  $E_s$  是可恢复应变能。对结构所有构件滞回耗能求和,得到结构整体滞回耗能,本文表示为  $E_{HT}$ , 其值越大意味着结构由于塑性位移导致的损伤越大<sup>[32]</sup>, 因此滞回耗能  $E_{HT}$  可有效评估结构损伤。

Park-Ang 损伤指数是最常用的损伤指标,最初由 Y. J. Park 等<sup>[33]</sup> 提出,用于评估混凝土结构的损伤情况,后被广泛应用于评估各类结构的损伤状态。对于结构某构件,其 Park-Ang 损伤指数  $DI_{P\&A}$  计算公式为<sup>[33]</sup>:

$$DI_{P\&A} = \frac{d_{\max}}{d_u} + \beta \frac{E_H}{F_{cr} d_u} \quad (8)$$

式中,  $DI_{P\&A}$  是 Park-Ang 损伤指数;  $d_{\max}$  是构件在地震动作用下最大位移;  $d_u$  是构件极限位移;  $E_H$  是构件滞回耗能;  $F_{cr}$  是构件屈服力;  $\beta$  是一个经验常数,取决于结构类型,根据 G. Rinaldin 等<sup>[34]</sup> 研究,当使用 Park-Ang 损伤指数评估砌体结构损伤程度时,  $\beta$  取 0.15。

由式(8)可知, Park-Ang 损伤指数为最大塑性位移和塑性耗能线性组合,因此可以反映结构的累积损伤。计算结构整体 Park-Ang 损伤指数,需要对构件损伤指数进行加权处理,本文基于构件的损伤指数,采用杜修力等<sup>[35]</sup> 加权方法计算结构整体损伤指数并表示为  $DI_G$ 。

软化损伤指数由 DiPasquale E 等<sup>[36]</sup> 提出,是基于结构损伤前后自振周期的损伤指标,计算公式为:

$$DI_s = 1 - \frac{T_{und}^2}{T_{dam}^2} \quad (9)$$

式中,  $T_{und}$  为结构遭受地震损伤前的基本自振周期;  $T_{dam}$  为结构遭受地震损伤后的基本自振周期。由于结构自振周期与刚度相关,因此软化损伤指数为  $DI_s$  反映了结构刚度的下降幅度,可用来评估结构损伤。

## 4 计算结果分析

针对结构数值模型进行模态分析,得到结构完好时 X 方向基本自振周期为 0.154 s。将匹配得到

的 100 条地震动,输入到结构 X 方向开展结构非线性动力时程分析,并计算得到结构的最大层间位移角、滞回耗能、Park-Ang 损伤指数以及软化损伤指数。

### 4.1 结构响应与持时相关性分析

为了更好地确定地震动持时对砌体结构地震响应的的影响,本文首先采用 Kendall 相关系数分析了结构最大层间位移角、滞回耗能、Park-Ang 损伤指数及软化损伤指数等参数与地震动持时的相关性,其中 Kendall 相关系数的计算公式为<sup>[37]</sup>:

$$\tau = \frac{4P}{n(n-1)} - 1 \quad (10)$$

式中,  $n$  为样本点个数;  $P$  代表一致的序对个数。这里以  $R_i$  和  $D_{U_i}$  分别代表第  $i$  结构响应参数和一致持时指标,一致序对的意义解释如下:记  $(D_{U_i}, R_i)$  为一个序对,当  $D_{U_i} > D_{U_j}$  时  $R_i > R_j$  或当  $D_{U_i} < D_{U_j}$  时  $R_i < R_j$ , 则称这个序对是一致的。即当结构响应参数与一致持时指标完全单调正相关时, Kendall 相关系数为 +1, 当结构响应参数与一致持时指标完全单调负相关时, Kendall 相关系数为 -1, 当结构响应参数与一致持时指标相互独立时, Kendall 相关系数为 0。

通过计算 Kendall 相关系数,得到了结构响应参数与不同阈值定义一致持时的相关性,结果如图 8 所示。由图可知,结构响应参数与一致持时  $D_{U30\%}$  的相关性最高,结构响应参数与一致持时的相关性从高到低依次为滞回耗能、软化损伤指数、Park-Ang 损伤指数、最大层间位移角。

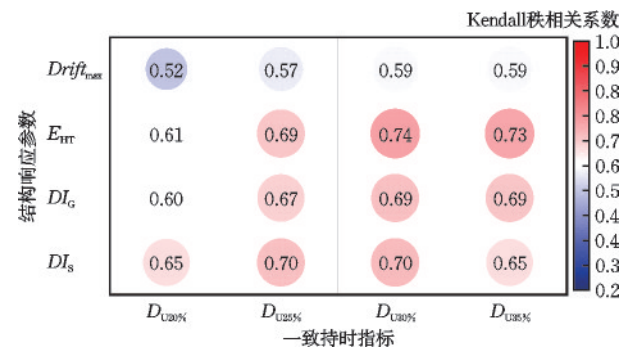


图 8 结构响应参数与一致持时指标的相关性

Fig.8 Correlation between structural response parameters and uniform duration indicators

### 4.2 持时对结构响应影响规律

根据前述分析,砌体结构地震响应参数与  $D_{U30\%}$

相关最高,为更好描述它们之间的关系并定量给出地震动持时对砌体结构地震响应参数的影响规律,本文通过回归分析得到了结构响应参数与 $D_{U30\%}$ 的关系式。根据数据点分布特点,针对最大层间位移角、滞回耗能 and Park-Ang 损伤指数选取经验公式如(11)所示:

$$R_{11} = A_0 - \left( \frac{A_1}{1 + e^{(D_{U30\%} - D_0)/D_1}} \right) \times 100\% \quad (11)$$

式中, $R_{11}$ 代表最大层间位移角、滞回耗能或 Park-Ang 损伤指数; $A_0$ 、 $A_1$ 、 $D_0$ 和 $D_1$ 为公式中的未知系数,当 $R_{11}$ 代表不同结构响应参数时, $A_0$ 、 $A_1$ 、 $D_0$ 和 $D_1$ 取不同值。

针对软化损伤指数数据分布特点,选取经验公式如式(12)所示:

$$R_{12} = 1 - \left( \frac{T_{\text{initial}}}{e + f \times D_{U30\%}} \right)^2 \quad (12)$$

式中, $R_{12}$ 表示软化损伤指数; $T_{\text{initial}}$ 表示结构损伤前的基本自振周期; $e$ 和 $f$ 为公式中的未知系数。

针对公式(11)、(12),通过最小二乘拟合分析,得到经验公式中的未知系数分别如表3和表4所示,表中同时给出了拟合优度 $R^2$ 。

表3 经验公式(11)中的未知系数取值

Table 3 Values of unknown coefficients in empirical formula (11)

$R_{11}$	$A_0$	$A_1$	$D_0$	$D_1$	$R^2$
$Drift_{\text{max}}/\%$	1.28	1.20	11.16	2.01	0.65
$E_{\text{HT}}/\text{kJ}$	24.74	23.32	8.96	1.58	0.75
$DI_G$	2.14	2.06	11.33	2.27	0.68

表4 经验公式(12)中的未知系数取值

Table 4 Values of unknown coefficients in empirical formula (12)

$R_{12}$	$e$	$f$	$R^2$
软化损伤指数	0.114 1	0.037 2	0.71

拟合结果与数据点分布情况如图9所示。图9(a)表明,结构最大层间位移角 $Drift_{\text{max}}$ 随 $D_{U30\%}$ 的增长而增大,当持时较短时增长稍为缓慢,随着持时 $D_{U30\%}$ 的不断增长,增大速度有所加快;图9(b)显示,结构滞回耗能 $E_{\text{HT}}$ 随着 $D_{U30\%}$ 的变化规律与最大层间位移角类似,但持时较长时,有一定趋于平稳的趋势;图9(c)显示,结构整体 Park-Ang 损伤指数 $DI_G$ 随 $D_{U30\%}$ 的变化规律与前两者类似,这与 Park-

Ang 损伤指数定义有关,根据公式(8),Park-Ang 损伤指数是结构最大位移与滞回耗能的线性组合;图9(d)显示,结构软化损伤指数 $DI_S$ 随着 $D_{U30\%}$ 增长而增大,且持时较短时增长较快,随后增长变缓而最终趋近于1,这主要与软化损伤指数定义有关。

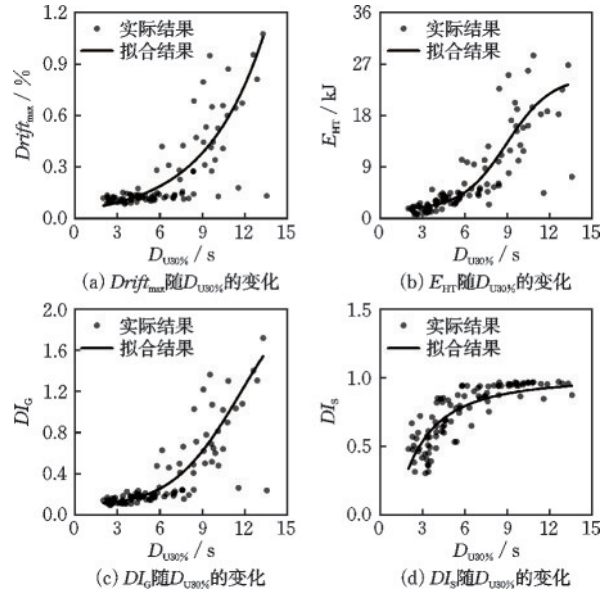


图9 结构地震响应参数随 $D_{U30\%}$ 的变化

Fig.9 Variation of structural seismic response parameters with  $D_{U30\%}$

### 4.3 持时对砌体结构的影响机理

为揭示地震动持时对砌体结构地震响应的影 响机理,本文选取一条长持时地震动和一条短持时地震动,并对这两条地震动作用下的结构反应展开分析。

经过查阅文献,作者发现一致持时没有明确的长短持时划分指标。由于经过分析砌体结构损伤指标与 $D_{U30\%}$ 的相关性最高,且 $D_{U30\%}$ 与滞回耗能的相关性最高,故本文在划分长短持时的时候以滞回耗能的散点拟合曲线增长趋势出现明显变化的横坐标 $D_{U30\%}=6$ 划分长短持时。并在选取长、短持时地震动时控制长、短持时地震动的 $D_{U30\%}$ 之差不宜过小,故选取了 $D_{U30\%}=2.96$ 的地震动作为短持时地震动, $D_{U30\%}=9.67$ 的地震动作为长持时地震动,此时认为两条地震分别能够代表典型短持时地震动和长持时地震动,并以 Park-Ang 损伤指数和滞回耗能为例,给出了损伤指标随时间的累积变化,结果如图10(c)、(d)所示,图中同时给了结构一层的滞回曲线,如图10(e)所示,Short表示短持时地震动的结果,Long表示长持时地震动的结果。

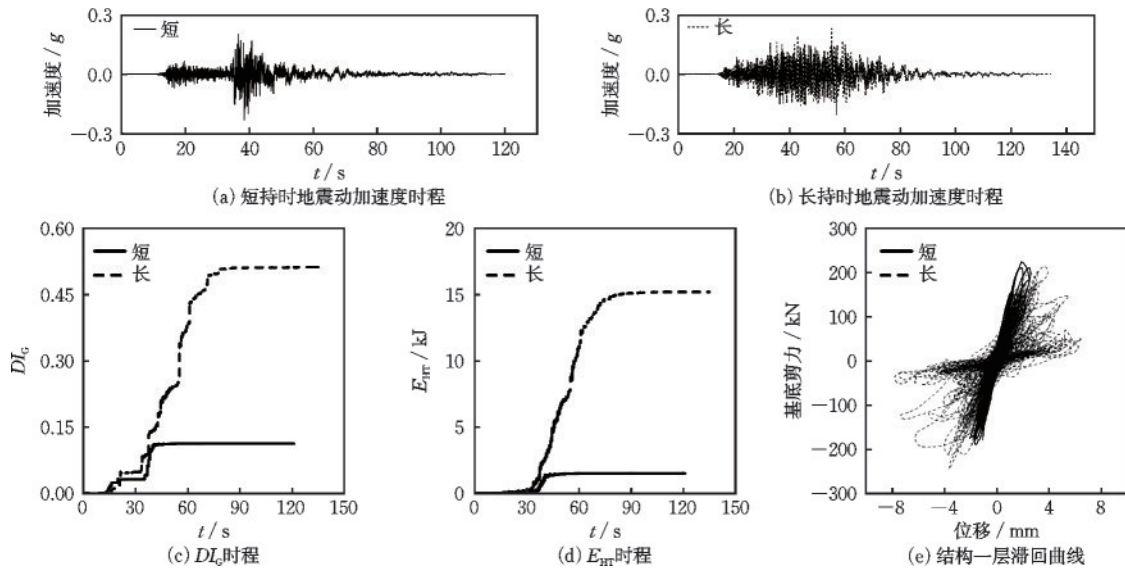


图10 持时对砌体结构地震响应的影响机理

Fig.10 Influence mechanisms of duration on seismic response of masonry structures

由 Park-Ang 损伤指数曲线和滞回耗能曲线对比可知,结构在长持时地震作用下的 Park-Ang 损伤指数和滞回耗能最终远大于结构在短持时的地震作用下的对应值,地震作用结束,长持时地震作用下 Park-Ang 损伤指数和滞回耗能分别约为对应短持时地震作用下的 4.5 倍和 10 倍,即长持时地震会对结构造成更大累积损伤。由滞回曲线对比可知,结构在长持时地震作用下做了更多次往复运动,导致结构强度和刚度退化更多,最终结构的软化损伤指数和最大层间位移角大于短持时地震作用下对应结构响应参数。根据计算结果,长持时地震作用下的结构软化损伤指数和最大层间位移角分别为 0.959 9 和 0.273 4,短持时地震作用下的对应值分别为 0.413 8 和 0.091 4,即结构在长持时地震作用下的软化损伤指数和最大层间位移角分别为短持时地震作用下的 2.32 倍和 2.99 倍。

## 5 结论

本文通过谱匹配方法及小波变化得到了 100 条与目标谱匹配良好而持时不同的地震动,并以此为输入,对典型砌体结构进行了数值模拟分析,探究了地震动持时对砌体结构地震响应的影响,得到如下结论:

(1)长持时地震作用会导致结构更多次的往复运动,从而造成砌体结构刚度与强度的更大退

化,进而增大结构最大层间位移角、滞回耗能和损伤指数,即长持时地震会比短持时地震对结构造成更大的损伤破坏。

(2)砌体结构地震响应参数与一致持时  $D_{U_{30\%}}$  的相关性最高,结构地震响应参数与一致持时的相关性从高到低依次为滞回耗能、软化损伤指数、Park-Ang 损伤指数、最大层间位移角,对应 Kendall 相关系数分别为 0.74、0.7、0.69、0.59。

(3)地震动持时对砌体结构地震响应的影响与选取损伤指标有关,地震动持时对最大层间位移角、Park-Ang 损伤指数和滞回耗能的影响规律类似,当持时较短时增长稍为缓慢,随着持时的不断增大,增长速度有所加快,但不同的是,滞回耗能的最终增长又会趋于平稳。而结构软化损伤指数随着  $D_{U_{30\%}}$  增长而增大,且持时较短时增长稍快,最终趋于平稳。

(4)以文中选取的长、短持时地震动为例,结构在长持时地震作用下的 Park-Ang 损伤指数、滞回耗能、软化损伤指数和最大层间位移角分别是短持时地震作用下的 4.5 倍、10 倍、2.32 倍、2.99 倍。

## 参考文献:

- [1] 王维, 李爱群, 王星星. 长持时地震动对建筑结构抗震影响的研究进展[J]. 工程力学, 2024, 41(9): 18-30.  
Wang W, Li A Q, Wang X X. Research progress of long-duration ground motion effects on structures [J].

- Engineering Mechanics, 2024, 41(9): 18-30. (in Chinese)
- [2] 韩建平, 程诗焱, 于晓辉, 等. 地震动持时对RC框架结构易损性与抗震性能影响[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(11): 116-127.  
Han J P, Cheng S Y, Yu X H, et al. Effect of ground motion duration on fragility and seismic performance of RC frame structures[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(11): 116-127. (in Chinese)
- [3] Han J P, Sun X Y, Zhou Y. Duration effect of spectrally matched ground motion records on collapse resistance capacity evaluation of RC frame structures [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2017, 26(18): e1397.
- [4] Chandramohan R, Baker J W, Deierlein G G. Impact of hazard-consistent ground motion duration in structural collapse risk assessment[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2016, 45(8): 1357-1379.
- [5] Chandramohan R, Baker J W, Deierlein G G. Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records[J]. Earthquake Spectra, 2016, 32(2): 927-950.
- [6] Barbosa A R, Ribeiro F L A, Neves L A C. Influence of earthquake ground-motion duration on damage estimation: Application to steel moment resisting frames [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017, 46(1): 27-49.
- [7] Bravo-Haro M A, Elghazouli A Y. Influence of earthquake duration on the response of steel moment frames [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 115: 634-651.
- [8] 清华大学土木工程结构专家组, 西南交通大学土木工程结构专家组, 北京交通大学土木工程结构专家组, 等. 汶川地震建筑震害分析[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 1-9.  
Civil and Structural Groups of Tsinghua University, Xi'an Jiaotong University and Beijing Jiaotong University. Analysis on seismic damage of buildings in the Wenchuan earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 1-9. (in Chinese)
- [9] 孙景江, 李山有, 戴君武, 等. 青海玉树7.1级地震震害[M]. 北京: 地震出版社, 2016.  
Sun J J, Li S Y, Dai J W, et al. Earthquake damage caused by Yushu, Qinghai, M = 7.1 earthquake [M]. Beijing: Seismological Press, 2016. (in Chinese)
- [10] 王丽丽, 王兰民, 卢育霞, 等. 甘肃积石山Ms6.2级地震的震害特征与启示[J]. 世界地震工程, 2024, 40(1): 58-71.  
Wang L L, Wang L M, Lu Y X, et al. Earthquake damage characteristics and enlightenment of Jishishan earthquake with Ms6.2 in Gansu Province [J]. World Earthquake Engineering, 2024, 40(1): 58-71. (in Chinese)
- [11] 杨铭. 地震动持时指标与结构响应相关性分析[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2020.  
Yang M. The correlation analysis of structural response with the duration metrics [D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2020. (in Chinese)
- [12] Bommer J J, Magenes G, Hancock J, et al. The influence of strong-motion duration on the seismic response of masonry structures [J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2004, 2(1): 1-26.
- [13] Bommer J J, MartiNez-Pereira A. The effective duration of earthquake strong motion [J]. Journal of Earthquake Engineering, 1999, 3(2): 127-172.
- [14] 王德才, 叶献国. 基于能量分析强震持时指标的选择 [J]. 工程抗震与加固改造, 2010, 32(6): 1-8.  
Wang D C, Ye X G. Index selection of strong motion duration for energy analysis [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2010, 32(6): 1-8. (in Chinese)
- [15] Iervolino I, De Luca F, Cosenza E. Spectral shape-based assessment of SDOF nonlinear response to real, adjusted and artificial accelerograms [J]. Engineering Structures, 2010, 32(9): 2776-2792.
- [16] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [17] Hancock J, Watson-lamprey J, Abrahamson N A, et al. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2006, 10 (sup001): 67-89.
- [18] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER Ground Motion Database - PEER Center [EB/OL]. (2004-01-01) [2024-04-09]. <https://ngawest2.berkeley.edu/>.
- [19] Molazadeh M, Saffari H. The effects of ground motion duration and pinching-degrading behavior on seismic response of SDOF systems [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 114: 333-347.
- [20] D'Altri A M, Sarhosis V, Milani G, et al. A review of numerical models for masonry structures [M]. Woodhead Publishing, 2019:3-53.
- [21] ASDEA Software srl. STKO (version 3.3.0) [CP]. Version 3.3.0. Pescara (PE), Italy: ASDEA Software

- srl, 2013 - 2025. <https://www.asdea.net/stko>[2024-04-04].
- [22] Dolce M. Schematization and Modeling of Masonry Buildings Subjected to Seismic Actions[J]. Construction industry, 1991, 25(242), 44-57.
- [23] Augenti N. Il calcolo sismico degli edifici in muratura [M]. Torino, Italy: UTET Libreria, 2004.
- [24] Siano R, Roca P, Camata G, et al. Numerical investigation of non-linear equivalent-frame models for regular masonry walls[J]. Engineering Structures, 2018, 173: 512-529.
- [25] Requena-Garcia-Cruz M V, Cattari S, Bento R, et al. Comparative study of alternative equivalent frame approaches for the seismic assessment of masonry buildings in OpenSees[J]. Journal of Building Engineering, 2023, 66: 105877.
- [26] Shabani A, Kioumars M. A novel macroelement for seismic analysis of unreinforced masonry buildings based on MVLEM in OpenSees[J]. Journal of Building Engineering, 2022, 49: 104019.
- [27] Petrović S, Kilar V. Seismic failure mode interaction for the equivalent frame modeling of unreinforced masonry structures[J]. Engineering Structures, 2013, 54: 9-22.
- [28] Craig J I, Goodno B J, Towashiraporn P, et al. Response Modification Applications for Essential Facilities, Project ST-4 Final Report[R]. Atlanta : Georgia Institute of Technology, 2007.
- [29] Anthoine A, Magonette G, Magenes G. Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls [C]//Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering. Madrid: European Association for Earthquake Engineering, 1995:1657-1662.
- [30] Magenes G, Calvi G M, Kingsley G R. Seismic testing of a full-scale, two-story masonry building: Test procedure and measured experimental response report 3.0 [R]. Pavia: University of Pavia, 1995.
- [31] Manzini C F, Ottonelli D, Degli Abbati S, et al. Modelling the seismic response of a 2-storey URM benchmark case study: Comparison among different equivalent frame models[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2022, 20(4): 2045-2084.
- [32] 何晴光, 王鹤. 自复位耗能摇摆框架的抗震性能参数分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2019, 39(2): 290-300. He Q G, Wang H. Analysis on seismic performance factors of self-centering energy dissipation rocking frame [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2019, 39(2): 290-300. (in Chinese)
- [33] Park Y J, Ang A H, Wen Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 740-757.
- [34] Rinaldin G, Amadio C. Effects of seismic sequences on masonry structures[J]. Engineering Structures, 2018, 166: 227-239.
- [35] 杜修力, 欧进萍. 建筑结构地震破坏评估模型[J]. 世界地震工程, 1991, 7(3): 52-58. Du X L, Ou J P. Evaluation model of earthquake damage of building structures [J]. World Earthquake Engineering, 1991, 7(3): 52-58. (in Chinese)
- [36] Di Pasquale E, Ju J W, Askar A, et al. Relation between global damage indices and local stiffness degradation[J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(5): 1440-1456.
- [37] 樊嵘, 孟大志, 徐大舜. 统计相关性分析方法研究进展[J]. 数学建模及其应用, 2014, 3(1): 1-12. Fan R, Meng D Z, Xu D S. Survey of research process on statistical correlation analysis[J]. Mathematical Modeling and Its Applications, 2014, 3(1): 1-12. (in Chinese)

(本文编辑:周小潭)