

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20230921002

钢筋混凝土加强墙的底层大开洞砌体结构抗震性能试验研究*

闫凯^{1,2}, 魏瑞祥¹, 任鹏飞^{1,2}, 张倩¹, 刘政¹, 赵考重^{1,2,3}

(1. 山东建筑大学土木工程学院, 山东 济南 250101; 2. 山东建筑大学建筑结构加固改造与地下空间教育部重点实验室, 山东 济南 250101; 3. 山东建筑大学工程鉴定加固研究院有限公司, 山东 济南 250114)

摘要: 针对砌体结构为满足底层功能需求而扩大洞口导致其抗震性能削弱、安全性降低的问题, 按1:4比例设计制作了一栋四层砖混结构缩尺模型, 并基于刚度等效的原则在底层大开洞一侧以钢筋混凝土加强墙置换部分传统砌体墙, 对其进行低周往复加载试验, 得到结构各层的破坏形态、位移变化、滞回曲线、骨架曲线以及刚度退化等抗震性能指标。结果表明: 砌体结构与钢筋混凝土加强墙紧密联结, 结构整体具有延性特征; 结构未发生承载力突变, 保持较好的抗震耗能性能; 结构二层位移显著, 设计时应着重关注其刚度, 避免形成薄弱层; 设钢筋混凝土加强墙可避免地震中底层大开洞砌体结构的扭转。

关键词: 砌体结构; 底层大开洞; 钢筋混凝土加强墙; 拟静力试验; 抗震性能

中图分类号: TU398⁺.5 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2024)06-1336-12

Experimental Study on Seismic Performance of Masonry Structure with Large Openings at the Bottom Floor of Reinforced Concrete Walls

YAN Kai^{1,2}, WEI Ruixiang¹, REN Pengfei^{1,2}, ZHANG Qian¹, LIU Zheng¹, ZHAO Kaozhong^{1,2,3}

(1. School of Civil Engineering, Shandong Jianzhu University, Jinan 250101, China;

2. Key Lab of Building Structural Retrofitting and Underground Space Engineering of the Ministry of Education, Shandong Jianzhu University, Jinan 250101, China;

3. Engineering Research Institute of Appraisal and Strengthening of Shandong Jianzhu University Co., Ltd, Jinan 250114, China)

Abstract: To address the issues of weakened seismic performance and reduced safety caused by the expansion of openings at the bottom floor of masonry structure to meet the functional requirements, a 1:4 scale model of a four-story brick-concrete masonry structure was designed and constructed. Based on the principle of stiffness equivalence, part of the traditional masonry walls on the side of the bottom floor with large openings were replaced by reinforced concrete walls. The low-cycle loading test was conducted to evaluate the seismic performance, including failure mode, displacement variation, hysteresis curve, skeleton curve, and stiffness degradation at each floor of the structure. The results

* 收稿日期:2023-09-21;修回日期:2024-01-03

基金项目:国家自然科学基金项目(52378520,52308510)资助

作者简介:闫凯(1983—),男,教授,硕导,博士。主要从事工程结构防灾减灾方面的研究。E-mail:yankai@sdjzu.edu.cn

通信作者:任鹏飞(1990—),男,讲师,硕导,博士。主要从事混凝土结构抗火方面的研究。

E-mail:renpengfei23@sdjzu.edu.cn

showed that the masonry structure was closely connected with the reinforced concrete walls, endowing the whole structure with the characteristic of ductility. The structure had no sudden change in load-bearing capacity and maintained good seismic energy dissipation performance. The displacement of the second floor of the structure was significant, and its stiffness should thus be prioritized during the design process to avoid the formation of a weak floor. Using reinforced concrete walls can effectively prevent torsion of the masonry structure with large openings at the bottom floor during earthquakes.

Keywords: masonry structure; large openings at bottom floor; reinforced concrete walls; pseudo-static test; seismic performance

0 引言

地震是我国最主要的自然灾害之一,自建国以来造成了重大的人员伤亡和经济损失。砌体结构在我国有着广泛的应用,目前在中、小型城市中,该类结构仍占有70%以上的建造面积^[1],因其建造年代久远、整体性和抗连续倒塌能力差、缺乏正规设计和必要构造措施,该类结构在地震中最易受损且受损严重^[2-4]。在城市更新推进过程中,砌体结构底层空间的使用功能日趋多样化,尤其是将底层改造为车库或沿街商铺的情况十分常见,但底层扩大门窗洞口会引发结构竖向刚度突变,使底层成为薄弱层,导致结构抗震性能进一步被削弱、安全性降低^[5]。因此,有必要对底层设大开洞砌体结构的抗震性能进行研究,确保结构安全性,助力城市更新和建筑产业规范化、标准化。

针对此类“上刚下柔”、削弱砌体结构抗震性能的问题,目前的研究表明可通过找准薄弱层改变破坏顺序^[6]、调整结构刚度^[7]、增设抗侧力构件^[8]等方式进行改善。赵文哲等^[9]通过改变底层与二层的侧向刚度比,对底部刚度突变对结构不同破坏状态超越概率的影响进行了研究,结果表明,底层刚度突变会明显增加结构的易损性。事实上,车库或沿街商铺在结构中通常为单侧布置,故结构在竖向刚度突变的基础上还存在平面刚度分布不规则的问题,在地震中易发生扭转进而加剧震害^[10-11],因此有必要提出针对性解决方案,以提高该类结构的抗震性能,保障人民群众的生命财产安全。

相比于砌体构件,钢筋混凝土构件在地震中具有较好的抗震耗能作用。近年来,在砌体结构中设置钢筋混凝土抗震构件的做法逐步被采用。梁永朵等^[12]、武占鑫^[13]分别在多层砌体结构缩尺模型中设置钢筋混凝土翼柱、翼墙,并与普通砌体结构模

型进行了对比试验。结果表明,钢筋混凝土抗震构件的设置对砌体结构提供了可靠的抗震性能。王曙光等^[14]采用砌体结构外套预制钢筋混凝土墙板的加固方案,且在结构顶部设置了隔震层,而后进行了振动台试验。结果表明,该结构自振周期延长,阻尼比提高,抗震性能显著提高。王欣等^[15]采用混杂纤维改良活性粉末混凝土面层加固砌体窗间墙并进行了低周往复荷载试验,结果表明,面层对砌体窗间墙具有良好的约束作用,加固后墙体的延性有显著提升。吴孝鑫等^[16]通过试验和有限元模拟研究了超高延性混凝土加固砌体墙的抗震性能,并提出了该类结构的抗剪承载力计算方法,结果表明,超高延性混凝土加固能够有效提升砌体结构的抗震性能,大幅提升极限承载力。刘砚山等^[17]为房屋底层添加了不同尺寸的抗震墙以调整其刚度,进而有效缓解了房屋底层的变形集中。郭猛等^[18]提出了多层砌体结构底部加强层的概念,即将多层砌体结构底部可能受到地震荷载效应而发生严重破坏的范围作为底部加强层,使其比其他位置具有更高的抗震承载力和刚度。上述研究表明,基于钢筋混凝土构件加固的砌体结构,其抗震性能得以明显提升,这为提高底层设大开洞砌体结构的抗震性能提供了新思路。

本文针对底层设大开洞的砌体结构在地震作用下的破坏特点,设计1/4砌体结构缩尺模型,并在其底层的单侧设置大开洞,创新性利用刚度等效法,在洞口侧以钢筋混凝土加强墙代替传统砌体墙,并开展拟静力试验以研究该类结构的抗震性能。

1 试验概况

1.1 试件设计

本试验结构模型以一六层砖混房屋改造工程为研究对象,按照1:4的比例进行缩尺,建造总尺寸为

3.71 m×2.86 m×2.85 m(外墙厚度为 60 mm)的四层房屋,其上两层(第五、六层)以均布荷载形式施加于各层屋面。结构模型二、三、四层设置窗洞口,其底层一侧设置普通门洞,另一侧模拟底商、车库,设置大开洞,上述构造会使结构模型在竖向、水平刚度分布不规则。相关有限元分析研究表明,水平刚度分布不均匀会导致结构在地震时发生扭转^[10],而《建

筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[19]中则明确规定,不规则建筑应采取加强措施。因此,利用钢筋混凝土墙抗侧刚度远高于砌体墙的特点,在底层大开洞间设置钢筋混凝土加强墙替代砌体墙,既满足了房屋的功能需求,又弥补了大开洞带来的刚度损失。结构模型示意图如图 1 所示,其中各钢筋混凝土加强墙分别由 Q1~Q5 表示,其余墙体均为砌体墙。

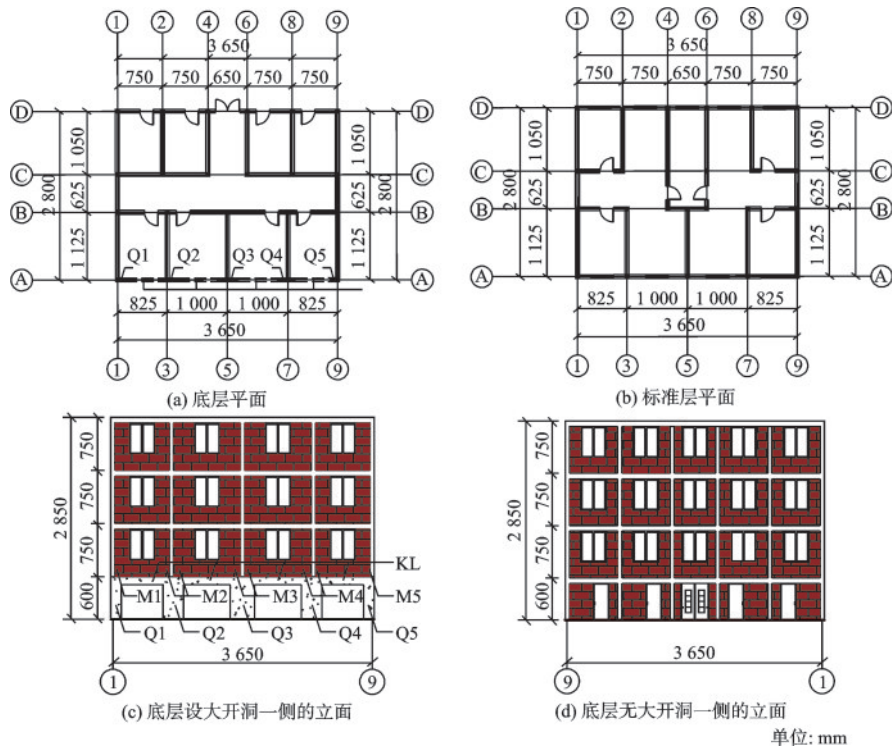


图 1 结构模型示意

Fig.1 Schematic diagram of structural model

1.2 试件制作及材料强度

结构模型的施工流程如图 2 所示,地梁、钢筋混凝土加强墙、楼板、构造柱以及框梁均采用 C30 混凝土进行浇筑,根据《混凝土物理力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)^[20]的规定,实测混凝土立方体抗压强度为 35.6 MPa,轴心抗压强度为 21.3 MPa。砖墙砌筑采用 M7.5 的砂浆,钢筋混凝土加强墙与地梁之间的坐浆采用 M10 的砂浆,两类砂浆均通过《建筑砂浆基本性能试验方法标准》(JGJ/T 70—2009)^[21]规定的强度测试。砖墙砌筑采用的砖块为普通烧结砖按相似比进行加工,加工后的砖块尺寸为 115 mm×60 mm×53 mm,根据《烧结普通砖》(GB/T 5101—2017)^[22]的规定对其进行强度测试,结果显示砖块强度为 MU10。钢筋选

用 HRB400 级钢筋,并进行 1:4 面积缩尺,因钢筋面积较小造成强度增大,故强度以实测为准,根据《金属材料拉伸试验第 1 部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)^[23]规定,实测钢筋力学性能见表 1。

钢筋混凝土加强墙厚度与标准层对应位置砌体墙厚度一致(均为 60 mm),宽度基于刚度等效法进行确定:首先计算图 1(c)中所示标准层对应位置砌体墙 M1~M5 的刚度(k_M),然后基于钢筋混凝土加强墙的刚度(k_C)与 k_M 相等的原则确定钢筋混凝土加强墙的宽度(B)。计算过程如图 3 所示,其中, h 为砌体墙或钢筋混凝土加强墙的高度, b 为砌体墙的宽度, E 为砌体墙的弹性模量, t 为砌体墙或钢筋混凝土加强墙的厚度, E_C 为钢筋混凝土加强墙的弹性模量, G_C 为钢筋混凝土加强墙的剪切模量, I_w 为钢筋混凝土加强墙的截面惯性矩, A_w 为钢筋混



图2 结构模型施工流程

Fig.2 Fabrication procedures of structural model

表1 钢筋力学性能

Table 1 Mechanical property of steel rebar

钢筋等级	公称直径/ mm	屈服强度/ MPa	极限抗拉强度/ MPa
HRB400	2	589	791
	4	531	743
	6	487	610
	8	449	607
	10	400	590

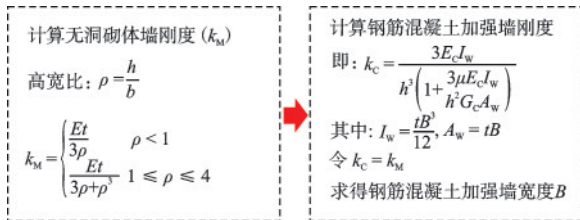


图3 刚度等效法计算钢筋混凝土加强墙宽度

Fig.3 Stiffness equivalence method for calculating the width of reinforced concrete walls

土加强墙的截面面积, μ 为剪力不均匀系数, 对于矩形截面取 1.2。标准层砌体墙的宽度与基于上述方法所确定的各钢筋混凝土加强墙的宽度见表 2。

钢筋混凝土加强墙 Q1、Q2、Q3、构造柱及框架梁配筋如图 4 所示, 构造柱箍筋在楼层上、下各 100 mm 的区域内加密, 钢筋混凝土加强墙 Q4、Q5 的配筋分别与 Q2、Q1 相同。以与结构模型共同承担地震作用并提供足够刚度, 确保结构底面固定的

表2 底层钢筋混凝土加强墙及对应标准层砌体墙的宽度

Table 2 Widths of the reinforced concrete walls at bottom floor and masonry wall on corresponding standard floor

墙片类型	编号	墙宽/mm
标准层砌体墙	L1、L5	225
	L2、L4	538
	L3	625
底层钢筋混凝土加强墙	Q1、Q5	150
	Q2、Q4	290
	Q3	340

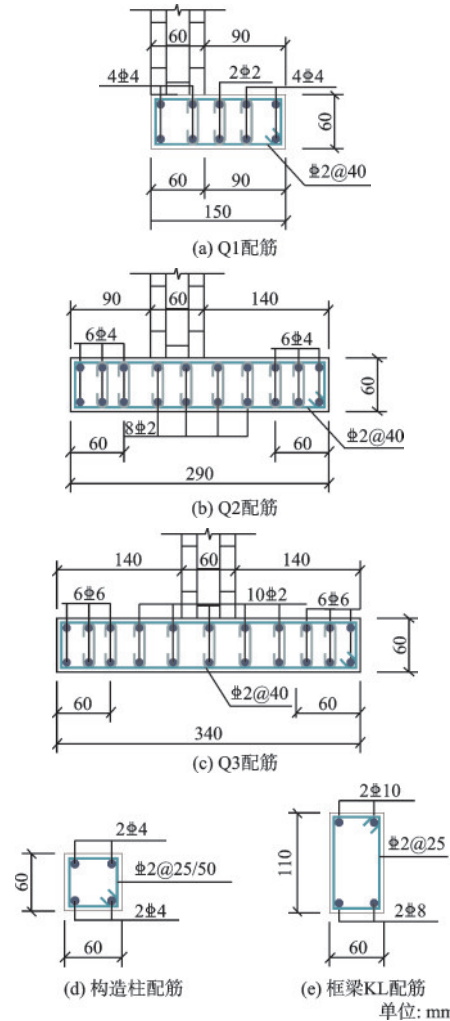


图4 钢筋混凝土加强墙、构造柱及框架梁配筋

原则设计地梁, 其平面尺寸如图 5(a) 所示, 四周地梁 DL1 配筋如图 5(b) 所示, 内部横向地梁 DL2 配筋如图 5(c) 所示, 内部纵向地梁 DL3 配筋如图 5(d) 所示, 地梁通过地锚螺栓与实验室刚性地面连接。

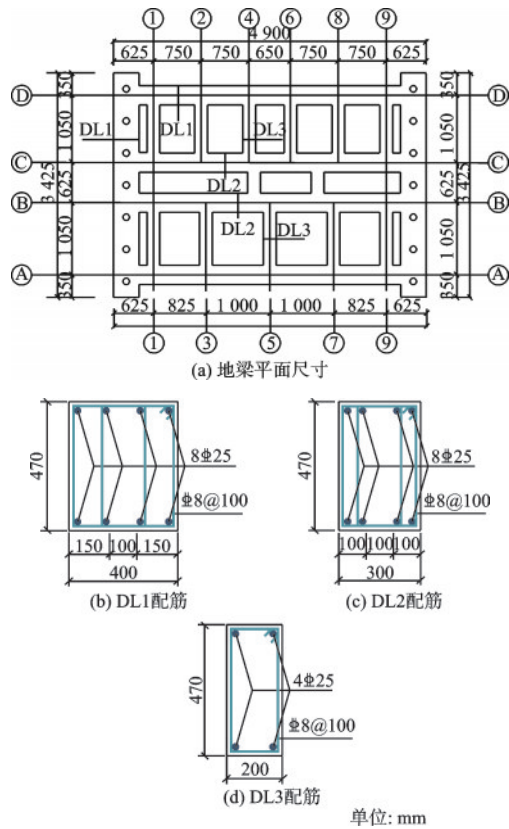


图5 地梁尺寸及配筋

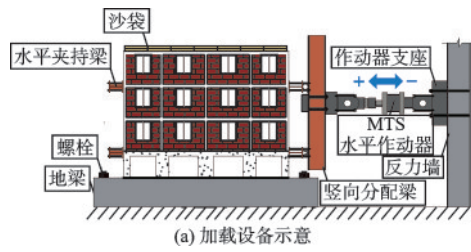
Fig.5 Dimension and reinforcement of ground beam

1.3 加载设备及制度

结构模型的加载分为竖向加载和水平加载。竖向荷载仅考虑自重和活荷载作用,根据《建筑结构荷载规范》(GB50009—2012)^[24]的规定,住宅楼面活荷载标准值为 2.0 kN/m^2 ,采用堆放沙袋的方式将均布荷载施加于各楼层,结构模型一至三层施加 1.0 kN/m^2 的均布荷载,第四层施加 4.0 kN/m^2 的均布荷载。水平荷载由MTS电液伺服作动器施加,MTS水平作动器通过支座与反力墙连接,为模拟地震发生时水平地震动引起的层间位移现象,采用隔层施加荷载的方式,利用MTS水平作动器通过竖向分配梁和水平夹持梁对结构模型东侧一层、三层的顶部施加水平往复荷载,加载装置如图6(a)和(b)所示。水平加载采用位移控制,加载制度如图6(c)所示,每级加载循环两次,正向和负向位移分别为推向和拉向。

1.4 数据采集

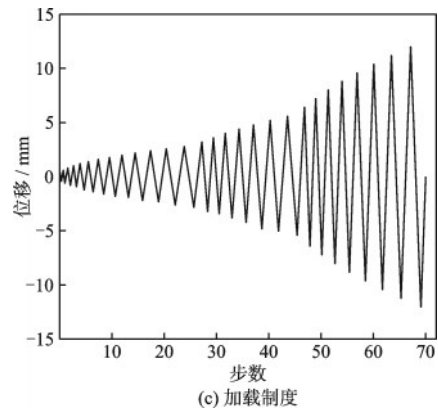
在结构模型西侧立面(图1(a)①轴)布置7个位移计测量加载过程中位移变化,位移计测点布置如



(a) 加载设备示意



(b) 加载设备实拍照片



(c) 加载制度

图6 加载设备与制度

Fig.6 Loading equipment and system

图7(a)所示。在钢筋混凝土加强墙Q1~Q3受力钢筋上、下端共布置32个BX120-2AA(2×1)应变片,以测量加载过程中各钢筋混凝土加强墙受力钢筋的应变变化情况,应变片测点布置如图7(b~d)所示。考虑Q4、Q5墙内钢筋应变分别与Q2、Q1反对称,两构件不再布置应变片。

2 试验现象

为便于分析,对试验数据及现象作以下规定:当对试件施加推力时,荷载与位移定义为正值,此时各结构构件的裂缝以黑色记号进行标记;当对试件施加拉力时,荷载与位移定义为负值,此时各结构构件的裂缝以红色记号进行标记。此外,将试件的开裂荷载值连同裂缝一起标记出来。

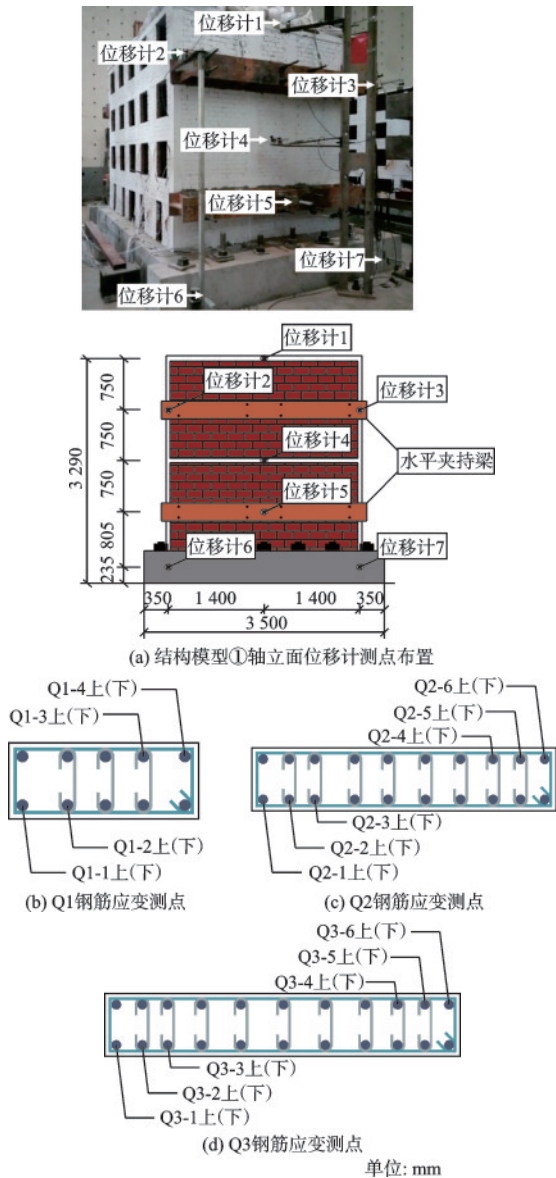


图7 结构模型位移计与钢筋应变测点布置

Fig.7 Measuring point arrangement of the displacement meter and steel rebar strain in structural model

2.1 钢筋混凝土加强墙

2.1.1 钢筋混凝土加强墙 Q1、Q5

Q1、Q5两面墙分布于结构模型的左、右两端，墙面裂缝均呈水平分布，裂缝开展过程相近。当加载至 -3.2 mm 与 -5.2 mm 时，Q1墙面右上角与左下角分别开裂，并且随着位移的增加，墙面水平裂缝不断增多，加载至 4.4 mm 和 8.0 mm 时，Q1墙面右下角出现由推力引起的水平裂缝；Q5墙面裂缝则均由推力作用产生，加载至 2.0 mm 时Q5墙面左上角与右下角均开裂，随着位移的增加，裂缝也逐渐在墙体中部出现。Q1、Q5墙面裂缝形态如图8所示。

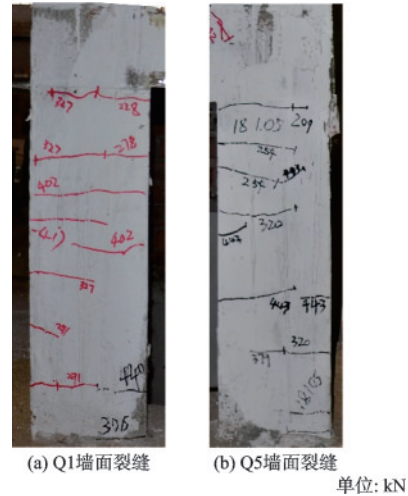


图8 Q1、Q5墙面裂缝形态

Fig.8 Cracking patterns in Q1 and Q5 wall surfaces

2.1.2 钢筋混凝土加强墙 Q2、Q4

Q2、Q4两面墙在结构模型中对称布置，故在试验过程中墙面裂缝形态呈现反对称特征。加载至 -3.2 mm 时，Q2墙面左下角出现由拉力引起的裂缝，加载至 5.2 mm 时，Q2墙面左上角出现由推力引起的裂缝；加载至 0.8 mm 时，Q4墙面的右下角与地梁之间出现水平裂缝，与此同时其左上角也发生开裂，加载至 1.8 mm 时，Q4墙面的右下角裂缝延伸，继续加载至 3.2 mm 时，其右下角位置出现新的水平裂缝。随位移继续增加，两墙面均有新的裂缝产生，且裂缝逐渐由水平趋于倾斜并向墙体中部延伸；当加载至 $\pm 7.2\text{ mm}$ 后，墙面开裂速度加快，形成呈 45° 的主裂缝在墙面交叉分布，且裂缝宽度达 10 mm 以上。Q2、Q4墙面裂缝形态如图9所示。

2.1.3 钢筋混凝土加强墙 Q3

Q3墙位于结构模型中部位置，加载至 3.4 mm 时，墙面右下角出现水平裂缝，随位移继续增大，初

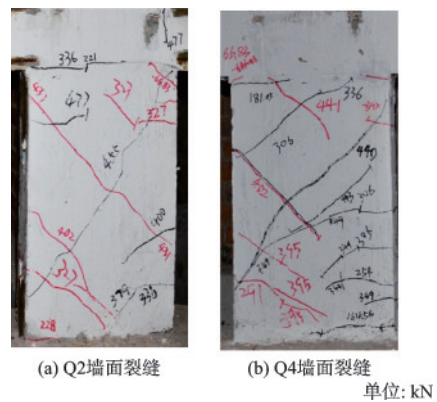
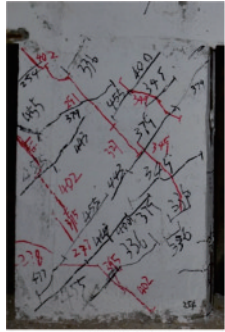


图9 Q2、Q4墙面裂缝形态

Fig.9 Cracking patterns in Q2 and Q4 wall surfaces

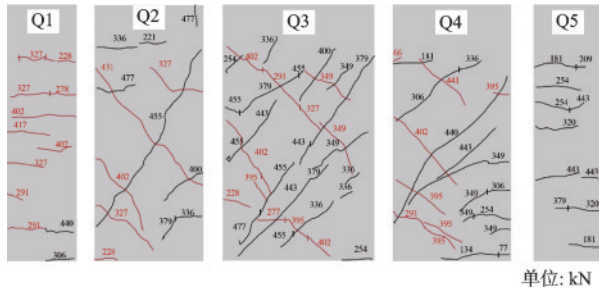
始裂缝不再发展,新裂缝由墙面中心产生并向两端延伸。与Q2、Q4墙类似,加载至±7.2 mm后,裂缝开展速度加快,墙面产生多处推拉斜裂缝并呈交叉分布,裂缝宽度达10 mm以上。Q3墙面裂缝形态如图10所示。各钢筋混凝土加强墙裂缝分布形态与对应开裂荷载如图11所示。



Q3墙面裂缝
单位: kN

图10 Q3墙面裂缝形态

Fig. 10 Cracking pattern in Q3 wall surface



单位: kN

图11 各钢筋混凝土加强墙裂缝分布形态与对应的开裂荷载
Fig.11 Cracking patterns of each reinforced concrete wall and their corresponding cracking loads

试验过程中,五面钢筋混凝土加强墙的开裂过程分为两个阶段,第一阶段为加载初期,各墙体处于弹性阶段;随着加载的进行,各墙体先后出现开裂,进入弹塑性阶段。类似的是,在水平往复荷载的作用下,各钢筋混凝土加强墙均是在应力较为集中的墙角位置首先出现裂缝,说明结构模型对各墙体上、下端具有良好的嵌固作用。因所处位置不同,各钢筋混凝土加强墙墙面裂缝的形态与分布也存在差异(图11)。Q1、Q5墙位于结构模型的两端,Q1墙多数裂缝受拉力作用而产生,仅在试验后期出现少许由推力作用产生的裂缝,Q5墙裂缝则全部由推力作用产生,两面墙的水平裂缝沿竖向分布均匀。Q2、Q4墙在试验初期产生的裂缝为水平裂缝,出现于墙面的端部与角部,这表明试验初期Q2、Q4

墙的裂缝仅由推力或拉力一种荷载引起,继续加载,裂缝趋于倾斜并向墙体中部延伸,裂缝开展变为推力与拉力共同作用的结果,试验后期墙面中部出现了呈交叉分布的斜裂缝。Q3墙位于结构模型的中部,斜裂缝产生较早,由推、拉作用分别产生的斜裂缝在墙面分布均匀且方向相反,与其他墙体最显著的区别是,继续加载,墙体两端无新裂缝产生,裂缝由中部出现并向两端延伸。试验结束后观察五面钢筋混凝土加强墙的受损情况,受损程度排序为:Q3>Q2=Q4>Q1=Q5,这表明按照进入由循环往复荷载引起的拉、压双重应力状态的顺序,钢筋混凝土加强墙破坏程度逐渐降低。

2.2 A轴纵墙

A轴二层纵墙在加载至-1.4 mm后,各窗的窗角处逐渐出现沿砂浆灰缝发展的阶梯状裂缝,如图12(a)所示。A轴二层构造柱在加载至-2.4 mm时产生水平裂缝,砖墙与构造柱的裂缝发展缓慢,且构造柱裂缝的开展滞后于砖墙。加载至±8.0 mm后,二层的窗间墙出现斜裂缝,裂缝的发展速度较快,窗下墙的裂缝也逐渐延伸至楼板,如图12(b)所示。试验结束时,此纵墙墙面损伤较为严重,裂缝密集且形成了贯穿裂缝,但墙体与构造柱未发生倒塌,整个墙面受损过程滞后于钢筋混凝土加强墙。



(a) A轴二层纵墙开裂

(b) 向楼板延伸的裂缝

单位: kN

图12 A轴二层纵墙裂缝形态

Fig.12 Cracking patterns of the longitudinal wall on the second floor of axis A

2.3 D轴纵墙

D轴底层纵墙与地梁之间在加载至0.8 mm时出现水平裂缝,如图13(a)所示,各窗下墙陆续出现阶梯状裂缝;加载至2.0 mm时,底层砖墙的裂缝延伸至构造柱,此后砖墙与构造柱不断有裂缝出现;当加载至±8.0 mm后,底层砖墙的斜裂缝呈交叉分布,如图13(b)所示。试验结束时,底层与二层的砖墙有部分斜裂缝贯穿于构造柱。

D轴底层砖墙开裂过程与钢筋混凝土加强墙基本同步,不同于钢筋混凝土加强墙,砖墙裂缝有水平和倾斜两种形式,且裂缝分布无明显规律。A轴标准层纵墙开裂过程滞后于底层钢筋混凝土加强墙,但早于D轴标准层纵墙。相比于三、四层,二层的墙体、构造柱与楼板开裂较早。试验结束后,结构模型在其二层裂缝最为密集,贯穿墙体与构造柱的裂缝较其他层更多。

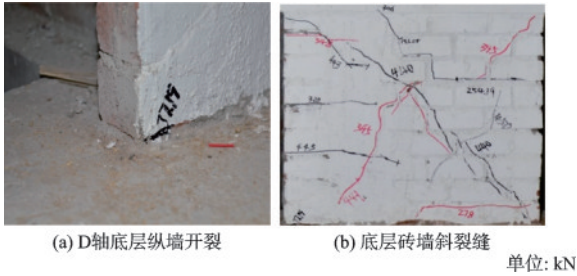


图13 D轴底层纵墙裂缝形态
Fig.13 Cracking patterns of the longitudinal wall at the bottom floor of axis D

2.4 横墙与内纵墙

结构模型两侧的横墙在加载至±3.4 mm后开始产生裂缝,该裂缝均是在推拉过程中由正应力作用产生的受拉水平裂缝;试验结束时,两侧横墙的损伤在底层最为严重,出现了密集的贯穿裂缝,二、三层受损则较轻、裂缝较为稀疏。因试验过程中不便于观察内纵墙的裂缝开展情况,故试验结束后观察内纵墙,发现裂缝主要集中于底层和二层,并呈阶梯形,而底层部分裂缝已发展至地梁。总体而言,横墙与内纵墙的损伤均不严重,横墙受损过程滞后于钢筋混凝土加强墙。横墙与内纵墙裂缝形态如图14所示。

观察各构件开裂过程与裂缝形态可知,钢筋混凝土加强墙在试验过程中与其他受力构件协调工

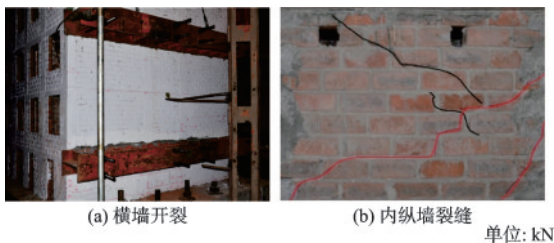


图14 横墙与内纵墙裂缝形态
Fig.14 Cracking patterns of transverse wall and inner longitudinal wall

作,荷载在结构模型内有效传递。结构模型未发生构件逐个破坏而导致的破坏,开裂过程连贯,试验结束后裂缝总体分布均匀,结构模型具有剩余承载能力,整个结构模型延性特征显著。

3 试验分析

3.1 位移分析

布置的7个位移计与MTS水平作动器记录了整个试验过程中结构模型的位移数据,选取控制位移2.8、6.4、12.0 mm作为位移特征点,取循环往复荷载作用下各位移特征点处对应的各层位移与层间位移,绘制各楼层位移图与层间位移,如图15所示。

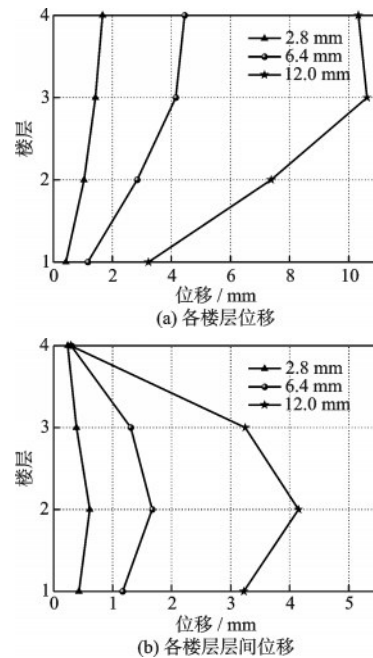


图15 各楼层控制点处位移与层间位移
Fig.15 Displacement at the control points of each floor and inter-story displacements

在侧向位移方面,试验初期MTS水平作动器对结构模型施加的位移荷载较小,各楼层位移呈线性分布,各层位移均小于1.9 mm,层间位移均小于0.7 mm,此时结构模型的刚度维持在一定水平,抵抗变形的能力较强;随着位移荷载进一步加大,各楼层位移的非线性特征逐步显现,上部结构的位移变化幅度明显大于底层,原因有两方面:一方面是底层的纵墙数量较多使得其自身刚度较大,另一方面是虽然底层先于或同步于上层结构受损,但相同

受损程度下,钢筋混凝土加强墙的削弱程度要小于砖墙。试验结束时,各层裂缝均充分发展,刚度的进一步下降导致抵抗变形能力严重削弱,各层的层间位移具有较大差异,其中二层在整个试验过程中位移变化幅度最大,对比各层开裂状况可知,二层密集的裂缝导致其刚度退化严重。

在扭转方面,根据《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)^[19]的规定:在规定的水平力作用下,楼层的最大弹性水平位移(或层间位移),大于该楼层两端弹性水平位移(或层间位移)平均值的1.2倍时,认为结构扭转不规则。定义位移计2的数值为 δ_1 ,位移计3的数值为 δ_2 , δ_{MAX} 为 δ_1 与 δ_2 中的较大者,根据上述规范的要求,若满足 $2\delta_{MAX}/(\delta_1 + \delta_2) \leq 1.2$,对该结构模型则可不考虑扭转不规则。选取各位移控制点进行扭转不规则判定,计算结果见表3,可见各位移控制点处判定标准计算结果均满足要求。事实上,在弹性阶段时,结构未发生扭转,随着位移荷载的不断增大,各构件受损程度不同、刚度退化不一导致结构的刚度中心发生了偏移,使结构产生了微小的扭转,但仍低于规范规定的限值(表3),故扭转效应可忽略不计。

表3 扭转不规则判定

Table 3 Torsional irregularity criteria

判定标准	控制位移/mm						
	0.4	0.6	0.8	1.8	2.8	6.4	12.0
$\frac{2\delta_{MAX}}{\delta_1 + \delta_2}$	1.00	1.00	1.00	1.01	1.02	1.02	1.04

3.2 应变分析

Q1墙的钢筋应变如图16(a)所示,可见在推力、拉力作用下Q1墙的受力状态不同:在拉力作用下所有钢筋受拉,墙体内存在轴向拉力;而在推力作用下,Q1-1、Q1-2上部受拉、下部受压,Q1-3、Q1-4下部受拉、上部受压,证明墙体内存在由于结构嵌固作用而产生的弯矩,该弯矩使得墙体端部边缘位置最早出现裂缝并向墙体内部发展。Q2、Q3墙的钢筋应变分别如图16(b)和图16(c)所示,可见在位移荷载较小时,Q2、Q3墙均处于弹性工作状态,拉、压应变值相近,结构对墙体的嵌固效果明显,裂缝同样在墙体端部首先产生,随着位移荷载不断增大,钢筋混凝土加强墙斜裂缝增多导致墙体刚度减小,承担水平荷载的能力降低,同时钢筋应变的变化速率随位移荷载的增大而有所降低。

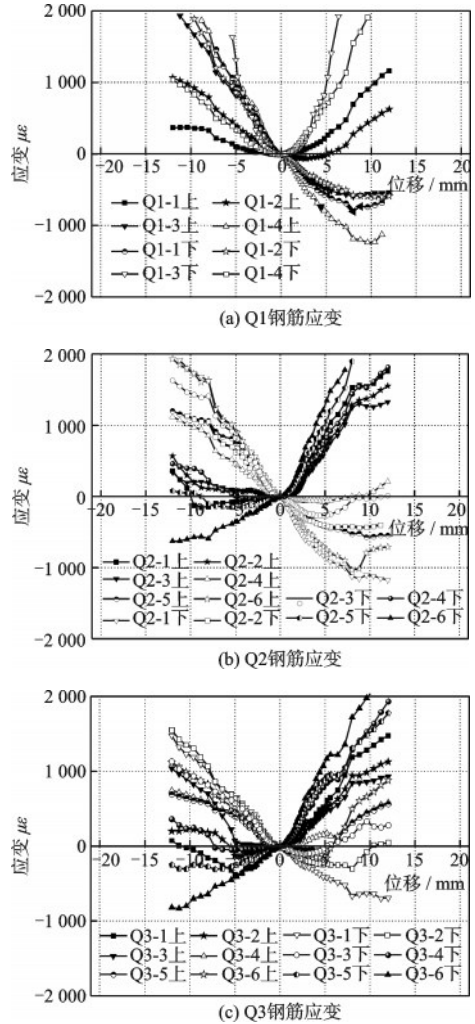


图16 钢筋混凝土加强墙的钢筋应变

Fig.16 Strain in the steel rebar of reinforced concrete walls

由图16可以看出,当Q2位移荷载为-2.8 mm时、Q3位移荷载为-4.8 mm时以及Q1位移荷载为8.0 mm时、Q2位移荷载为8.0 mm时、Q3位移荷载为5.2 mm时,出现随位移增大受压区钢筋应变不再发展甚至部分钢筋压应变降低至0后变为拉应变的现象,分析其原因有二:一是钢筋混凝土加强墙在荷载较大时开裂严重,由此引起的内力重分布使钢筋承担更大的拉力;二是上部结构开裂后对钢筋混凝土加强墙的约束程度降低。由此可见,在循环往复荷载作用下,结构拉压分界线会随损伤程度的积累不断向受压的一侧移动,从而使结构受拉的面积不断增大,而在损伤达到一定程度后变化趋于稳定,除两侧墙体内部的钢筋之外,其他钢筋持续处于受拉状态,这也导致Q1、Q2、Q4在加载过程中裂缝开展形式的转变。

3.3 滞回曲线

水平往复荷载作用下,滞回曲线是分析结构抗震性能的重要依据。根据位移计与MTS水平作动器记录的荷载、位移数据,绘制了结构模型各楼层在拟静力试验过程中的滞回曲线,如图17所示。由图可以看出,结构模型的滞回特性具有显著的两阶段特性:在加载初期,滞回曲线密集,且近似为一条过原点的直线,即结构模型未出现开裂,处于弹性阶段,荷载随位移增大稳定增大;当位移超过一定限值后,滞回曲线开始弯曲,呈反“S”形,即结构模型进入了弹塑性阶段,结构开裂、塑性变形增大,且随着施加在结构模型上的位移增大,荷载增加不再显著,各构件开裂的同时吸收大量能量,并且随着位移的进一步加大,裂缝开展迅速,滞回环面积增

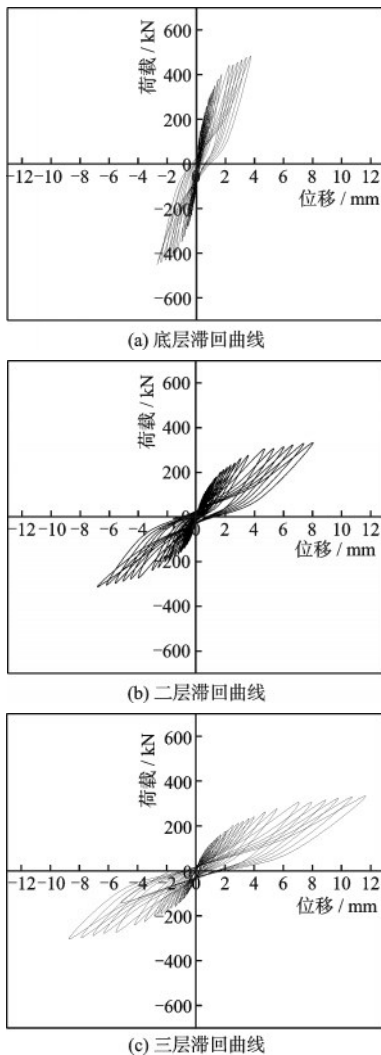


图17 结构模型各楼层滞回曲线

Fig.17 Hysteresis curves for each floor of structural model

大、趋于饱满。

此外,由图17可以看出,相比于二、三层滞回曲线,结构模型底层的滞回曲线较为密集,且斜率更大,滞回环面积较小,说明底层在加载过程中长期处于第一阶段或第一、二阶段的过渡期,承受了更大的荷载,在底层墙面裂缝发展过程与二、三层近似一致的基础上,相同荷载作用下底层位移小于二、三层位移,故底层位移受裂缝开展影响较二、三层更小。而三层滞回曲线较二层更加饱满,滞回环面积更大,说明三层的能量耗散性能和延性要优于二层。

3.4 骨架曲线

各级加载下滞回曲线峰值点连接形成的包络线称为骨架曲线,结构模型各楼层骨架曲线如图18所示。由图可以看出,各楼层开裂前骨架曲线斜率较大,荷载与位移总体呈线性关系,说明此时各楼层刚度未发生显著退化;随着加载的继续,墙体出现开裂,各楼层骨架曲线的斜率逐渐减小,骨架曲线变得平缓,特别是二、三层,上述现象尤为明显,说明二、三层刚度退化得更快。而底层骨架曲线的斜率始终大于二、三层,说明在相同位移条件下底层承担更大的荷载。此外,由图18还可以看出,由于加载后期结构构件裂缝充分开展,使得各楼层骨架曲线的斜率变化幅度逐渐减小,刚度退化不再显著。总体而言,各楼层骨架曲线均未出现承载力突变,说明该结构模型在加载过程中表现出延性特征,具有较好的抗震性能。

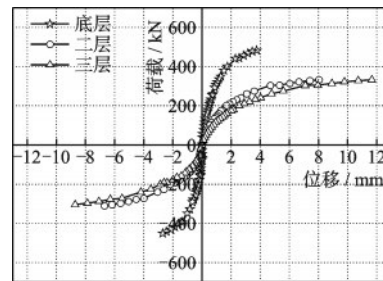


Fig.18 Comparison of the skeleton curves for each floor of structural model

3.5 刚度退化

在循环往复荷载作用下,结构的损伤累积会导致其整体刚度逐渐退化,结构各层的刚度退化可反映加载过程中结构整体受损伤的程度以及各层抗

震性能的差异。刚度退化曲线反映了试件开裂、损伤、破坏过程中刚度的变化规律和各阶段抵抗变形的难易程度。根据《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)^[25]规定,墙体的刚度采用割线刚度,计算公式见式(1):

$$K_i = \frac{|+P_i| + |-P_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (1)$$

式中, $+P_i$ 、 $-P_i$ 分别为第 i 次循环正、负向峰点的荷载值; $+\Delta_i$ 、 $-\Delta_i$ 分别为第 i 次循环正、负向峰点的位移值。

结构模型各楼层刚度退化曲线如图 19 所示。由图可以看出,结构模型各楼层刚度退化经历了两个阶段:在加载初期裂缝出现以后,各楼层的刚度均有大幅度降低,而在加载后期随着裂缝的充分开展,各楼层的刚度退化曲线逐渐趋于平缓。与二、三层相比,底层最先受损,故底层的刚度首先发生退化,二、三层的刚度继而发生退化,二层的刚度退化速率最大,且其刚度始终小于其他两层,这表明钢筋混凝土加强墙受损后刚度的削弱程度要小于砌体墙,故在该类房屋结构的设计过程中,应着重关注二层的刚度,避免其在地震中成为薄弱层进而引发房屋的整体坍塌。

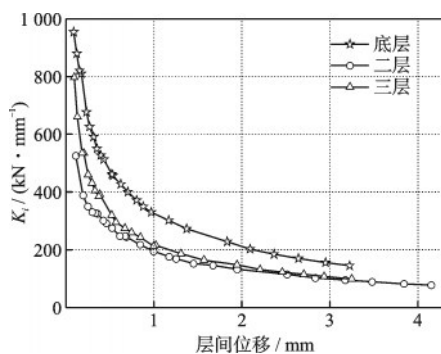


图 19 结构模型各楼层刚度退化曲线对比

Fig.19 Comparison of the stiffness degradation curves for each floor of structural model

4 结 论

本文按 1:4 比例设计制作了一栋四层砖混结构缩尺模型,基于刚度等效原则在模型底层大开洞一侧以钢筋混凝土加强墙置换传统砌体墙,开展了低周往复荷载作用下的抗震性能试验,结论如下:

(1)钢筋混凝土加强墙与其他受力构件协调工

作,荷载在砌体结构内有效传递,结构开裂过程连贯;结构裂缝总体分布均匀,各构件未逐个破坏,整个结构延性特征显著。

(2)按照进入由循环往复荷载引起的拉、压双重应力状态的顺序,钢筋混凝土加强墙破坏程度逐渐降低;大开洞一侧标准层纵墙的开裂滞后于底层钢筋混凝土加强墙,但早于无大开洞一侧标准层纵墙。

(3)试验中结构模型产生的扭转远低于规范要求,可忽略不计,设置钢筋混凝土加强墙可避免地震中底层大开洞砌体结构的扭转。加载过程中结构二层的位移显著,设计时应着重关注其刚度,避免形成薄弱层。

(4)循环往复荷载作用下,受损砌体房屋的拉压分界线向受压侧移动,最终除两侧墙体外,其他墙体的钢筋持续处于受拉状态,这造成加载过程中钢筋混凝土加强墙裂缝开展形式的转变。

(5)循环往复荷载作用下,钢筋混凝土加强墙的底层大开洞砌体结构的滞回曲线、骨架曲线以及刚度退化曲线呈两阶段特征:加载初期,结构未开裂,刚度一定;随荷载增大,裂缝发展,刚度快速退化,能量被耗散。加载过程中结构未发生承载力突变,具有良好的抗震性能。

参考文献:

- [1] 周炳章. 我国砌体结构抗震的经验与展望[J]. 建筑结构, 2011, 41(9):151-158.
Zhou B Z. Experiences and future of earthquake-resisting of the masonry structure in China [J]. Building Structure, 2011, 41(9):151-158. (in Chinese)
- [2] Zhao B, Taucer F, Rossetto T. Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan Earthquake in China [J]. Engineering Structures, 2009, 31(8):1707-1723.
- [3] 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, Xinnan 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)
- [4] 潘毅, 袁家聪, 林拥军, 等. 泸定 6.8 级地震农村居住

- 建筑震害调查与分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2023, 43(6):1200-1214.
- Pan Y, Yuan J C, Lin Y J, et al. Seismic damage investigation and analysis of rural residential buildings in M_s 6.8 Luding earthquake [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2023, 43 (6) : 1200-1214. (in Chinese)
- [5] 李英民, 韩军, 刘立平, 等. “5·12”汶川地震砌体结构房屋震害调查与分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2009, 41(5):606-611.
- Li Y M, Han J, Liu L P, et al. Investigation and analysis of earthquake damage of masonry structure houses in Wenchuan earthquake of “5·12” [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2009, 41(5):606-611. (in Chinese)
- [6] 郑山锁, 杨勇, 赵鸿铁. 底部框剪砌体房屋抗震性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2004, 37(5):23-31.
- Zheng S S, Yang Y, Zhao H T. Experimental study on aseismic behavior of masonry building with frame-shear wall structure at lower stories [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(5):23-31. (in Chinese)
- [7] Zhou X L, Li Y M, Song L B, et al. Study on rational ratios of lateral stiffness for masonry building with frame structure at first two stories [J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, 174-177:2012-2015.
- [8] Chang P, Zhai C Y. Applications of multi-ribbed walls in the strengthening of masonry structures with bottom frame[J]. Advanced Materials Research, 2011, 163-167:3645-3648.
- [9] 赵文哲, 温增平, 徐超, 等. 楼层侧向刚度比对砌体结构地震易损性的影响分析[J]. 震灾防御技术, 2018, 13(4):878-892.
- Zhao W Z, Wen Z P, Xu C, et al. Analysis of the effect of lateral stiffness ratio of floors on seismic fragility of masonry structures[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2018, 13(4):878-892. (in Chinese)
- [10] 孙柏涛, 梅云弟. 竖向变刚度约束砌体结构抗震能力研究[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(2):1-13.
- Sun B T, Mei Y D. A study on the aseismic capacity of the confined masonry structure with variable vertical stiffness [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2012, 32(2):1-13. (in Chinese)
- [11] 朱占元, 陈婷婷, 邹祖银, 等. 芦山地震单开间砌体结构房屋震害特征[J]. 防灾减灾工程学报, 2021, 41(2):203-210.
- Zhu Z Y, Chen T T, Zou Z Y, et al. Analysis on damage characteristics of single-bay street farmhouses in Lushan earthquake [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2021, 41(2):203-210. (in Chinese)
- [12] 梁永朵, 郭迅, 姜金征, 等. 增设翼柱的底商多层砌体房屋抗震性能试验研究[J]. 地震工程学报, 2017, 39(4):623-631.
- Liang Y D, Guo X, Jiang J Z, et al. Seismic behaviors of bottom-business multi-story masonry structure with winged columns[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, 39(4):623-631. (in Chinese)
- [13] 武占鑫. 底商多层砌体结构抗震性能对比及倒塌机理分析[D]. 黑龙江: 中国地震局工程力学研究所, 2014.
- Wu Z X. Seismic behavior comparison and collapse mechanism analysis of multistory masonry structure with first story used as shops [D]. Heilongjiang: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2014. (in Chinese)
- [14] 王曙光, 苗启松, 刘金龙, 等. 砌体结构外套预制钢筋混凝土墙板加固及隔震夹层振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(11):99-106.
- Wang S G, Miao Q S, Liu J L, et al. Shaking table test of masonry structures strengthened with external prefabricated reinforced concrete wall and with added story isolation[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(11):99-106. (in Chinese)
- [15] 王欣, 高永超, 陈浩, 等. HFMRPC加固不同高宽比砌体窗间墙抗震性能试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2023, 43(5):1057-1066,1111.
- Wang X, Gao Y C, Chen H, et al. Experimental study on seismic behavior of masonry walls with different height-width ratio strengthened by HFMRPC [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2023, 43(5):1057-1066,1111. (in Chinese)
- [16] 吴孝鑫, 谢群, 赵鹏, 等. 超高延性混凝土加固砌体墙抗震性能研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2024, 44(4):859-869.
- Wu X X, Xie Q, Zhao P, et al. Seismic behavior of masonry wall strengthening with ultra-high ductility concrete [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2024, 44(4):859-869. (in Chinese)
- [17] 刘砚山, 童丽萍. 抗侧刚度比对底框砌体房屋抗震性能的影响[J]. 工程抗震与加固改造, 2013, 35(4):15-21,31.
- Liu Y S, Tong L P. Effect of lateral stiffness ratio on the seismic performance of bottom frame masonry structure [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2013, 35(4):15-21,31. (in Chinese)

(本文编辑:周小潭)

(下转第1367页)