第 38 卷 第 5 期
2021 年 9 月

建筑科学与工程学报
Journal of Architecture and Civil Engineering

Vol. 38 No. 5
Sept. 2021

引用本文:郭 猛,李薇薇,贾英杰. 复杂立面形状砌体墙抗震性能试验[J]. 建筑科学与工程学报,2021,38(5):38-46.
GUO Meng,LI Wei-wei,JIA Ying-jie. Experiment on Seismic Performance of Masonry Walls with Complex Facade Shapes[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering,2021,38(5):38-46.

DOI:10.19815/j.jace.2021.04007

复杂立面形状砌体墙抗震性能试验

郭 猛[1],李薇薇[2],贾英杰[2]

(1. 中国建筑科学研究院有限公司 建筑结构研究所,北京 100013;
2. 北京交通大学 土木建筑工程学院,北京 100044)

摘要:为研究立面形状复杂砌体墙的抗震性能,选取 4 片不同立面形状的砌体墙进行了 1∶1 比例低周反复荷载试验,介绍了砌体墙试件的主要破坏过程及破坏形态,分析了不同立面形状砌体墙的裂缝开展规律,对比了各片墙体的承载力、抗侧刚度、延性等抗震性能差异。结果表明:砌体墙立面形状(门窗洞口尺寸、位置)、墙端约束、加载方向等因素均会影响裂缝开展及墙体破坏形态,加载过程中砌体墙伴有明显的转动变形现象;4 片砌体墙均为非对称立面形状,正负向转动变形主体不同,砌体墙承载力、等效抗侧刚度的正负向差异较大,立面形状复杂的砌体墙受力全过程具有明显的方向性特征,试验中个别试件的正负向极限承载力相差约 60%;试验结论为进一步研究复杂立面形状砌体墙的抗震设计方法提供了试验数据与参考。

关键词:砌体结构;砌体墙;复杂立面形状;低周反复荷载试验;抗震性能

中图分类号:TU352.11 **文献标志码**:A **文章编号**:1673-2049(2021)05-0038-09

Experiment on Seismic Performance of Masonry Walls with Complex Facade Shapes

GUO Meng[1], LI Wei-wei[2], JIA Ying-jie[2]

(1. Institute of Building Structures, China Academy of Building Research, Beijing 100013, China;
2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: In order to study the seismic performance of masonry walls with complex facade shape, four masonry walls with different facade shapes were selected for 1∶1 scale low cycle cyclic loading test. The main failure process and failure mode of masonry wall specimens were introduced, and the crack development laws of masonry walls with different elevations were analyzed. The differences of seismic performance such as bearing capacity, lateral stiffness and ductility of each wall were compared and analyzed. The results show that the facade shape of masonry wall (size and location of door and window openings), wall end constraint, loading direction and other factors can affect the crack development and wall failure mode. During the loading process, the masonry wall has obvious rotational deformation. The four masonry walls are all asymmetrical facade shape, the positive and negative two-way rotational deformation main body are different. There are big differences between positive and negative direction bearing

收稿日期:2021-04-03
基金项目:国家自然科学基金项目(51778594)
作者简介:郭 猛(1982-),男,内蒙古赤峰人,研究员,工学博士,E-mail:guomeng673@163.com。

capacity of masonry wall, equivalent lateral stiffness. The whole stress process of masonry wall with complex facade shape has obvious directional characteristics. The difference between positive and negative ultimate bearing capacity of some specimens is about 60%. The test results provide experimental data and reference for further research on seismic design method of masonry wall with complex facade shape.

Key words: masonry structure; masonry wall; complex facade shape; low cycle cyclic loading test; seismic performance

0　引　言

砌体结构房屋是中国工业与民用建筑的主要结构类型之一，通常砌体结构横向与纵向的抗震能力差别很大，纵向由于外纵墙门窗洞口数量多、洞口尺寸大，抗震能力明显弱于横向。砌体结构震害调研表明[1-3]，砌体结构整体或局部倒塌多以沿纵向的倒塌为主，即纵墙的门窗间墙破坏后，横墙失去平面外支撑而产生过大的平面外倾斜，导致层间倒塌或严重破坏的发生。

目前，国内外学者对于砌体墙进行了大量试验研究和数值模拟分析工作，参数主要包括高宽比、轴压比、材料类型、圈梁、构造柱构造措施等[4-6]。破坏形态方面，文献[4]总结了砌体墙的几种常见破坏形态，包括斜裂缝的剪压破坏、转动失效破坏和滑移失效等。从国内外文献对砌体墙试验试件破坏形态介绍来看，矩形立面的砌体墙其破坏形态多为剪切破坏和转动失效破坏，竖向荷载较小的情况下可能发生滑移失效。

砌体房屋中外纵墙开设门窗洞口，门窗洞口数量、尺寸、位置不同时墙肢立面形状变化多样；工业用途的砌体厂房中，厂房层高较高，同一层内的纵墙及山墙往往设置 2 层门窗洞口，洞口尺寸或者上下对应位置变化时，增大了墙肢受力的复杂程度。文献[7]进行了设置预制混凝土砌块构造柱砌体墙抗震性能的对比试验，其中带有门洞口、窗洞口的普通砌体墙在受力过程中形成的主裂缝位于门窗间墙范围内，但存在明显受洞口影响而形成的其他斜向裂缝，如沿门洞口顶角斜向上开展的裂缝、沿窗洞口底角斜向下开展的裂缝等。文献[8]进行的拆除窗下墙的砌体墙抗震性能试验表明，窗间墙尺寸及加载方式基本相同的条件下，立面形状为矩形（拆除两侧窗下墙）试件的承载力、抗侧刚度较立面形状为“凸”字形（原型）试件有较大幅度降低；立面形状为“L”形（拆除一侧窗下墙）试件的未拆除侧承载力、抗侧刚度与原型基本相同，而拆除侧较原型有较大幅度降低。

对于复杂立面形状的砌体墙，其抗震性能在规律性上与普通矩形立面形状砌体墙有着明显差异。民用砌体房屋和工业砌体厂房的墙肢立面形状复杂多样，表现为开门洞口或窗洞口，窗洞口为矮窗、高窗、跨层窗或同一楼层内多层窗洞口等，其变形机制、破坏形态以及抗震性能尚不清晰，因此，对复杂立面形状墙体进行针对性研究，明确其破坏形态及抗震性能有着重要的意义。本文设计了不同立面形状砌体墙并进行抗震性能试验，分析立面形状即门窗洞口对砌体墙抗震性能的影响规律，为完善砌体结构抗震设计提供试验数据及理论依据。

1　试验概况

1.1　试件设计

本次试验共设计了 4 片复杂立面形状的砌体墙试件，进行低周反复荷载试验，试件按 1∶1 比例设计制作。试件参照 6 层砌体结构底层位于门窗洞口两侧常见立面形状的外纵墙设计制作，门窗间墙截面尺寸相同，研究门窗洞口形状、位置及窗下墙约束类型等因素对墙体抗震性能的影响。

砌体墙试件轮廓尺寸为：厚度 370 mm，宽度 3 300 mm（窗间墙宽度 1 800 mm），高度 2 400 mm，计入加载梁的总高度 2 850 mm，与常见砌体房屋层高基本一致，试件尺寸详见图 1，立面形状及门窗洞口设计说明如下：

（1）试件 MQ1 左侧窗洞高 1 500 mm，窗下墙高 900 mm，右侧窗洞高 900 mm，右侧窗下墙高 1 500 mm，其窗洞口底部相对左侧窗洞口底部高出 600 mm。该立面形状一般见于底层两侧窗洞尺寸及位置不同的窗间墙。

（2）试件 MQ2 左侧窗洞高 1 500 mm，窗下墙高 900 mm，右侧窗洞高 900 mm，窗下墙高 480 mm。与 MQ1 相比，右侧洞口数量及高度均不同，下层窗洞口底面相对 MQ1 下移 1 100 mm。该立面形状一般见于底层楼梯间的休息平台下设置采光窗洞口，

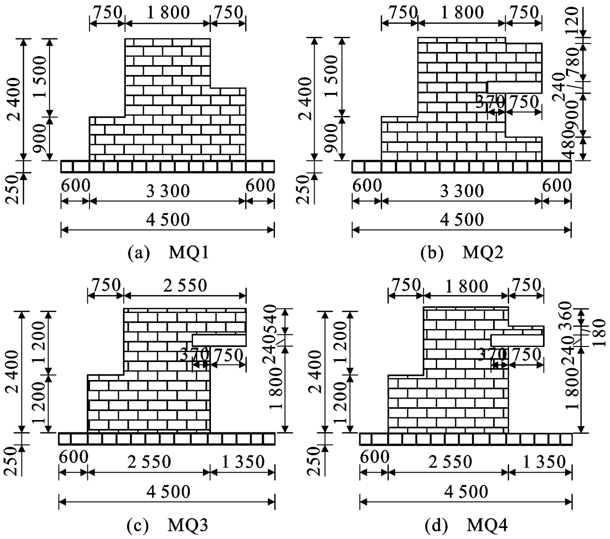

图1 砌体墙试件立面形状及尺寸(单位:mm)

Fig. 1 Facade Shape and Dimension of Masonry Walls (Unit:mm)

休息平台上设置跨层窗洞口的情况。

(3)试件MQ3左侧为高度1 200 mm的窗洞,右侧洞口类型与MQ1,MQ2不同,设置高度1 800 mm的门洞。该立面形状一般见于底层楼梯间休息平台下设置门洞口的情况。

(4)试件MQ4左侧窗洞高1 200 mm,右侧设置1个门洞口和1个窗洞口,门洞口高1 800 mm,门洞上方有门头窗。该立面形状一般见于底层楼梯间的休息平台下设置门洞口,休息平台上设置跨层窗洞口的情况,与MQ2不同的是层间窗洞口的底面与休息平台顶面齐平,上下洞口之间的窗下墙截面高度相对较小。

试件MQ2,MQ3,MQ4右侧下层门窗洞口上方设置混凝土过梁,过梁高240 mm,宽度同墙厚,纵筋采用4根直径12 mm的HPB300钢筋,箍筋采用直径8 mm的HPB300钢筋,间距200 mm,混凝土强度等级为C30。砌体墙试件所用砖为普通黏土砖,实测抗压强度平均值为15.34 MPa,标准值为12.70 MPa;砌筑砂浆为预拌混合砂浆,强度实测平均值为13.76 MPa。砌体墙试件由实验室熟练工人砌筑,确保砖上下错缝,内外搭砌,砂浆饱满,砌筑过程中随时用靠尺等工具检查墙体竖向是否垂直和水平高度是否一致。

1.2 加载方案

本次试验试件加载装置如图2所示。竖向荷载由液压千斤顶提供,荷载作用点置于窗间墙中部。水平荷载由MTS电液伺服加载系统提供。试验时首先施加竖向荷载,竖向荷载分级施加至设计竖向荷载值,并在整个试验过程中保持竖向荷载不变。

(a) 正面视角 (b) 全景视角

图2 加载装置照片

Fig. 2 Photos of Loading Device

普通6层砌体住宅底层自承重式外纵墙所承担上部5层纵墙自重(开间3.3 m)约为290 kN,以窗间墙1 800 mm宽度换算得到的平均轴压应力为0.44 MPa。考虑砂浆实测抗压强度较高,并且考虑通过提高竖向荷载的方式减轻墙体转动,适当地提高墙体平均轴压应力至0.60 MPa,施加竖向荷载为400 kN。

水平加载采用低周反复加载方案,按照位移控制施加水平荷载。加载初期采用1 mm的倍数加载,加载后期根据试件变形和破坏情况以2 mm的倍数控制加载,水平荷载下降到最大荷载的85%或出现不适宜加载的破坏时结束试验。在正式施加水平荷载前进行预加载,预加水平反复荷载2次,检查仪器设备后正式进行加载试验。

试验主要记录荷载-位移曲线、窗间墙下部及窗下墙顶部水平位移,观察记录试件开裂、变形和破坏情况。水平力方向向左(推)为正向加载,向右(拉)为负向加载。

2 试验结果及分析

2.1 破坏过程

砌体墙各试件的破坏过程大致规律相似,均表现为墙体底部砂浆层首先开裂,然后窗间墙底部或墙身中部受拉区砂浆层等位置开裂,具体裂缝分布随墙体立面形状不同而不同。各试件裂缝分布及破坏情况见图3。

各试件主要破坏过程如下:

试件MQ1,该试件两侧窗下墙端部无约束。正向和负向加载至4 mm时,试件底部两端砂浆层首先出现开裂,裂缝沿水平向延伸。随着位移加载的进行,正向加载时右侧窗间墙底部砂浆层开裂并向

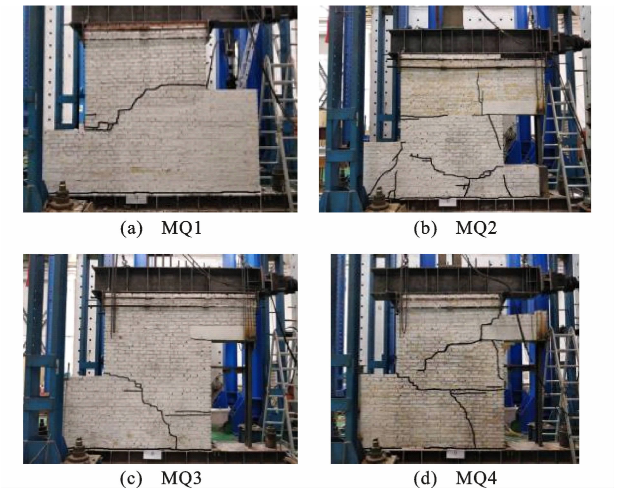

图 3　试件裂缝分布

Fig. 3　Crack Distribution of Specimens

水平向延伸,开裂至墙体中部后,斜向下发展。继续加载至－14 mm 时,墙体底部形成通缝,负向加载时左侧窗间墙底部砂浆层开裂,与正向加载时产生的斜裂缝相连贯通。继续加载,已有裂缝不断加宽,最终加载至 20 mm 时墙体在窗间墙底部位置的斜裂缝处断裂,产生平面外位移,结束试验。

试件 MQ2,该试件左侧窗下墙端部无约束,右侧窗上墙和窗下墙的墙端处约束了竖向位移。正向和负向加载 3 mm 时,试件底部两端砂浆层首先出现开裂,裂缝沿水平向延伸。随着位移加载的进行,正向加载时右侧窗间墙底部砂浆层开裂,裂缝斜向左下角方向发展。负向加载时左侧窗间墙底部向上 7 皮砖处出现水平裂缝并向中部延伸。继续加载至－14 mm 时,左侧窗间墙底部开裂,并向右下角方向延伸,左侧窗下墙在正向加载时逐渐形成 1 条由窗下墙中部向左侧底部、窗间墙与窗下墙角点延伸的斜裂缝。加载过程中墙体在右侧窗上墙过梁端部、右侧窗下墙靠近窗间墙等部位也出现开裂现象。负向加载至－25 mm 时,左侧窗下墙掉落撞击底梁发出巨响,继续正向加载 1 次后结束试验。

试件 MQ3,该试件左侧窗下墙端部和右侧门上墙端部均约束了竖向位移。负向加载至－4 mm、正向加载至 7 mm 时,试件底部两端砂浆层分别出现开裂,裂缝沿水平向延伸。负向加载至－10 mm 时,左侧窗间墙底部产生裂缝并斜向下延伸,正向加载时窗间墙东侧墙体中部出现水平裂缝,并向中部延伸与斜裂缝相交。继续加载,正向加载承载力仍呈现上升趋势,而负向加载至－20 mm 时,斜裂缝延伸至墙底部,墙体断裂,该向不适宜继续加载,承载力亦下降至极限承载力的 85%,继续正向加载 1 次后结束试验。

试件 MQ4,该试件左侧窗下墙端部和右侧门上墙端部均约束了竖向位移。正向(4 mm)和负向(－3 mm)加载时,试件底部两端砂浆层分别出现开裂,裂缝沿水平向延伸。继续加载,负向加载时左侧窗间墙底部开裂,裂缝斜向下延伸;正向加载时右侧墙体中部产生水平裂缝并向中部延伸,过梁底部砂浆层也出现水平开裂,并随后向左下方向延伸。继续加载,正向加载时右侧门上墙顶面与窗间墙角点处开裂并向左下方向开展,形成 1 个主斜裂缝,负向加载至－18 mm 时,窗间墙下部的斜裂缝延伸到墙底部,承载力下降至极限承载力的 85%,继续正向加载 1 次后结束试验。

对于试件 MQ3 和 MQ4,其左侧窗下墙采用钢筋加型钢梁约束,由于钢筋数量略少,约束效果稍差,试验初期在负向加载时左侧窗下墙底部存在有限的开裂、抬起现象,试验中后期可以约束窗下墙端部的竖向位移。

2.2　试件裂缝分布情况分析

本批次试验中,试件 MQ1 和试件 MQ3 裂缝分布相对简单,试件 MQ2 和 MQ4 的裂缝分布及转动情况相对较复杂,根据试验现象,绘制砌体墙主要裂缝开展情况,如图 4 所示,用箭头示意裂缝的起始过程,分析如下:

(1)各试件最终呈弯剪破坏形态,破坏过程中均伴有转动变形现象发生。从砌体墙裂缝形状来看,虽然宏观上表现为斜向裂缝,但裂缝开展是从裂缝的某一端开裂向另一端延伸,是受弯剪形成裂缝的特点,本次试验试件多数斜向裂缝均属于这类弯剪斜裂缝。裂缝开展过程为从裂缝的中部开裂向裂缝

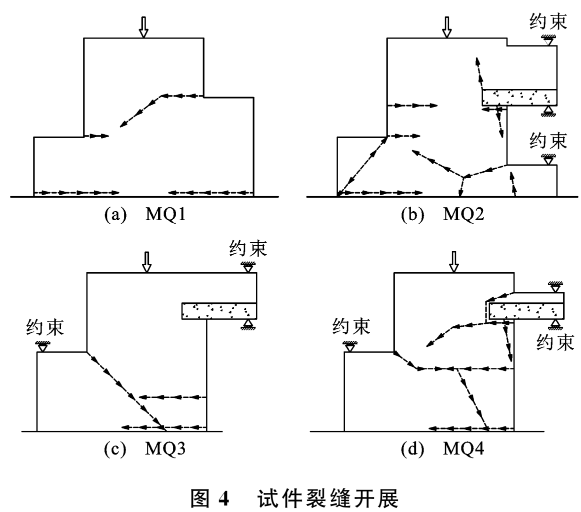

图 4　试件裂缝开展

Fig. 4　Crack Development of Specimens

两端延伸，是受剪切形成的剪压斜裂缝的开裂特点，试件MQ2左侧窗下墙的斜裂缝呈现典型的受剪开裂特点。

(2)对于两侧带有窗下墙且窗下墙不等高的砌体墙，当水平荷载作用方向为自较高侧窗下墙或窗上墙向较低侧窗下墙加载时，开裂形式通常是由较高侧窗下墙顶面与窗间墙角点向较低侧窗下墙与窗间墙角点开裂，本批次试验中4片砌体墙均表现出这类特点。以试件MQ3为例，转动示意见图5，正向加载时转动主体为多边形$ABCDEH'$，负向加载时转动主体为$ABD'EH'$，不同荷载作用方向下转动主体不同。文献[9]进行的单开间单层砌体房屋和文献[10]进行的开窗洞口砌体墙抗震试验可知，裂缝分布均呈现自窗下墙与窗间墙角点向斜下方开裂的规律。

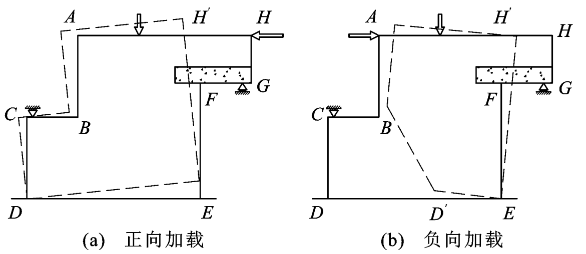

图5　MQ3转动主体示意

Fig. 5　Schematic Diagram of Rotating Main Body of MQ3

(3)两侧窗下墙不等高的低侧窗下墙，当低侧窗下墙截面尺寸较小时，也存在沿该窗下墙顶面与窗间墙的交点向斜下方开裂的情况，如试件MQ2右侧窗下墙端部受到约束，裂缝自角部向左下方开裂。试件MQ3，MQ4可视为两侧窗下墙不等高的一种特殊情况。窗间墙较宽时，裂缝首先水平方向开裂并向窗间墙中部水平延伸，然后再斜向下方向延伸，转动主体形状大致相同。

(4)门窗洞口的窗上墙连续设置，窗上墙在过梁跨中附近存在反弯点，过梁跨中附近竖向位移保持基本不变，窗上墙不参与转动变形。负向加载时过梁底部砂浆灰缝的裂缝多为水平方向开裂，裂缝水平开展至过梁的支撑端部后，继续开裂的走向存在3种情况，沿水平方向继续开裂，沿过梁端部向上开裂和向斜下方开裂。门窗洞口的窗上墙与上一楼层窗洞口的窗下墙为整体时，多为水平方向开裂(MQ3)；当窗上墙截面尺寸较小时，不同方向水平荷载作用下沿过梁端部向上开裂或向斜下方开裂(MQ2，MQ4)，裂缝分布相对复杂。

由上述分析可见，对于带门窗洞口的砌体墙，除了窗间墙位置发生X形或者斜向的剪切裂缝之外，形状不太规则的弯剪裂缝也是一种主要的开裂方式，立面形状越复杂，竖向荷载越小，越容易形成弯剪裂缝。砌体墙立面形状及约束条件不同，其裂缝开展及转动主体不同，同一试件在不同加载方向下的裂缝开展、转动主体也不同；另一方面，窗下墙是否约束(连续窗下墙、门联窗窗下墙)，转动主体也不同，对墙体的承载力、刚度、变形等产生不同程度的影响。

2.3　滞回曲线和骨架曲线

各试件的滞回曲线见图6，分析试件的滞回曲线可知，加载初始阶段，水平荷载较小，试件尚未开裂，滞回曲线基本呈直线，变形处于弹性阶段。继续加载，水平荷载及位移继续增加，试件开裂后，滞回曲线轮廓出现弯曲，刚度退化，开始出现残余变形。随着墙体转动变形成分的增加，滞回曲线呈现反S形特点，荷载增加幅度相对慢于位移增加幅度，当某一方向的主裂缝形成之后，荷载增幅明显减慢而位移增幅明显加快。

与剪压破坏形态相比，砌体墙弯剪破坏形态下的滞回曲线相对饱满一些，转动变形参与越多，弹塑性阶段越长。滞回曲线上存在荷载下降段，从这个角度来说，试件破坏具有一定的延性性质。试件滞回曲线在位移0点附近存在捏拢现象，滞回环狭长，这是由砌体材料脆性性质决定的。

将滞回曲线位移加载的每一级循环峰值点连成外包络线，绘制成骨架曲线，见图7。从骨架曲线可以看出：在弹性阶段，各试件的骨架曲线相似，为斜直线，斜率相近；当试件开裂进入弹塑性阶段后，各试件骨架曲线开始表现出明显的差异。由于试件立面形状的不对称性，正负向加载骨架曲线相差较多。试件MQ1，MQ3，MQ4均只有一个方向达到极限承载力，刚度急剧下降，出现不适宜继续加载的破坏，另一方向的承载力还处于上升阶段。试件MQ2两个方向均达到了极限承载力，但负向加载的极限承载力出现时间明显晚于正向加载。

2.4　承载力分析

各试件正负方向的特征点荷载及位移见表1。本次试验的4片砌体墙试件窗间墙尺寸均为370 mm×1 800 mm，以极限承载力最小的试件MQ4为基准，试件MQ1，MQ2，MQ3的正向极限承载力与试件MQ4的差值分别为−7.50%，10.36%，30.45%，负向极限承载力差值分别为70.23%，48.14%，9.71%。本次试验中，各片试件的竖向荷

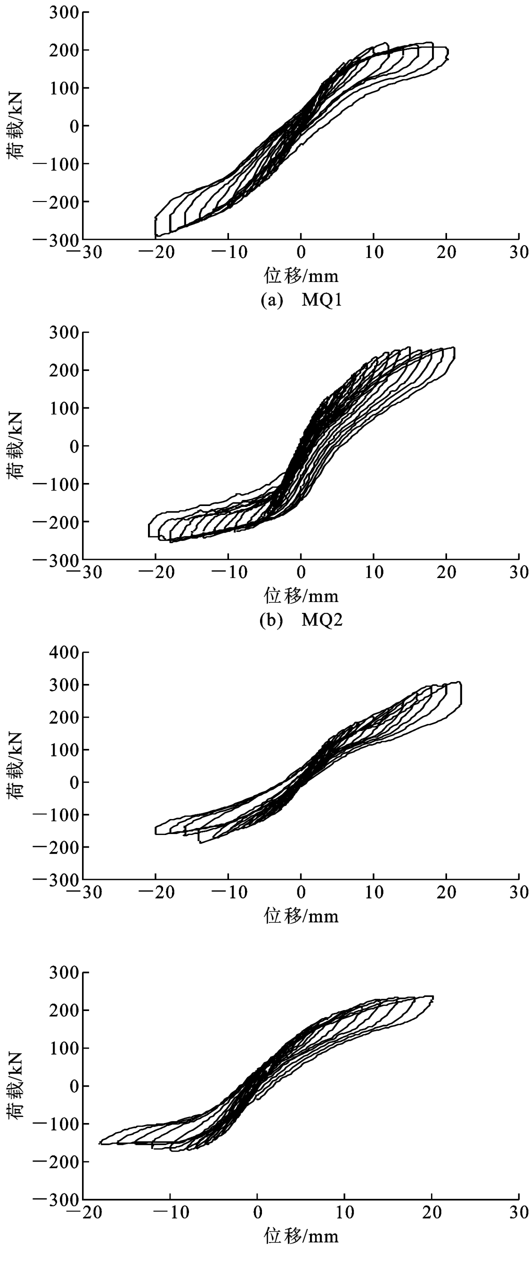

图 6　试件滞回曲线

Fig. 6　Hysteretic Curves of Specimens

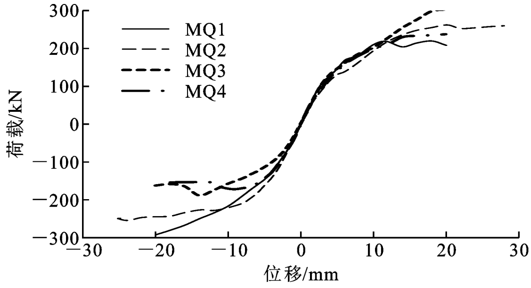

图 7　试件骨架曲线

Fig. 7　Skeleton Curves of Specimens

载、窗间墙水平截面、加载方式等均相同，而极限承载力差异大，表明砌体墙的水平荷载承载力与墙体

表 1　各试件试验结果

Table 1　Test Results of Specimens

试件编号	加载方向	P_u/kN	Δ_u/mm	P_f/kN	Δ_f/mm
MQ1	推(＋)	219.6	18.04	208.20	19.99
	拉(－)	－292.8	－19.94	－292.80	－19.94
MQ2	推(＋)	262.0	20.13	259.77	27.96
	拉(－)	－254.8	－23.80	－249.90	－25.12
MQ3	推(＋)	309.7	21.73	309.70	21.73
	拉(－)	－188.7	－13.99	－162.50	－19.99
MQ4	推(＋)	237.4	19.92	237.40	19.92
	拉(－)	－172.0	－9.34	－154.10	－17.94

注：P_u，P_f 分别为试件极限荷载和破坏荷载；Δ_u，Δ_f 分别为试件极限荷载和破坏荷载对应的位移。

两侧是否有窗下墙、窗下墙和窗上墙的位置(洞口尺寸、位置)、约束条件等立面条件有关，即立面形状对砌体墙的极限承载力产生不同程度影响。

从单片砌体墙不同受力方向来看，砌体墙试件立面形状不对称，窗下墙约束状态不同，试件正负向的极限承载力差异很大。试件 MQ1 正向、MQ3 负向、MQ4 负向的承载力已经下降至极限承载力的 85％或达到不适宜继续加载的破坏阶段，而相应的 MQ1 负向、MQ3 正向承载力仍处于上升阶段，MQ4 正向承载力处于维持极限承载力阶段或仍略有上升。

根据表 1 可知，试件 MQ1 正向极限承载力相对较小，为负向极限承载力的 75％，试件 MQ3 负向极限承载力仅为正向的 61％，MQ4 负向极限承载力仅为正向的 72％，MQ2 因 2 个方向转动部分相近，极限承载力相差不多，正向略大。从图 7 的骨架曲线走势来看，除了试件 MQ2 外，其他 3 片试件在承载力处于上升阶段的方向仍可继续进行加载，其极限承载力理论值高于试验停止时的实测值。

从受力机理分析，砌体墙出现弯剪破坏形态时，转动主体的转动点位置决定了墙体极限承载力，转动点越靠向外侧，其抵抗转动的力臂越大，对应承载力越大。以试件 MQ3 为例(图 5)，正向加载时，抵抗转动的力臂长度可大致视为 D 点至竖向荷载作用点的水平距离，而负向加载时，抵抗转动的力臂长度大致为 E 点至竖向荷载作用点的水平距离，相对来说该力臂长度较短，抵抗水平荷载的能力较差。

根据本文砌体墙承载力试验数据及相关砌体墙抗震试验研究成果可知，砌体墙在水平向与竖向荷载作用下，存在剪切破坏、转动失效等几种主要破坏形态，砌体墙发生弯剪破坏或转动失效时存在多种开裂方式，立面形状越复杂，开裂方式越多。不同破

坏形态、不同开裂方式对应不同的承载能力，承载力最小的破坏形态对应的裂缝是砌体墙的主要开裂方式。现行砌体房屋抗震设计方法中，不考虑窗间墙两侧门窗洞口的相对尺寸、位置、约束条件等，以窗间墙的水平截面验算其受剪承载力，通过层高控制砌体墙呈现剪切破坏模式，《砌体结构设计规范》(GB 50003—2011)[11]采用剪摩理论计算砌体墙受剪承载力，《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)[12]采用主拉应力理论计算受剪承载力。试验表明，对于立面复杂的砌体墙，弯剪破坏、转动失效也是很容易出现的破坏模式，相应的承载能力必然小于窗间墙剪切破坏对应的承载能力。

当竖向荷载相同、窗间墙处的水平截面(1 800 mm×370 mm)相同时，推拉2个方向下的理论受剪承载力计算结果相同。本次试验中，立面形状为不对称的砌体墙试件，2个方向的荷载大小相差较大，除试件MQ2外，差值(较大值相对较小值)达到30%～60%，现有抗震设计方法未对上述情况进行考虑。因此，仅对窗间墙的水平截面验算其受剪承载力，不考虑立面形状等因素的影响而默认窗间墙均发生剪切破坏，显然对于立面形状复杂的砌体墙，存在着高估墙体承载力的可能性，这样的偏差在高烈度设防区是不应被忽视的。

2.5 抗侧刚度分析

砌体房屋抗震设计时，带有不规则门窗洞口的砌体墙划分多层墙带，可按分层串并联模型进行计算[13]。弹塑性阶段砌体墙在2个方向的开裂破坏形态不同，受力性能差异很大，为了便于比较弹塑性阶段墙体的刚度变化情况，计算推拉2个方向顶部位移Δ分别为5,10,15 mm的等效抗侧刚度并进行对比分析。弹性抗侧刚度及开裂后等效抗侧刚度计算结果见表2。

表2 同位移下的等效抗侧刚度

Table 2 Equivalent Stiffness Under Same Deformation

试件编号	弹性抗侧刚度	等效抗侧刚度 K_{eq}/(kN·mm^{-1})			
		加载方向	Δ=5 mm	Δ=10 mm	Δ=15 mm
MQ1	$0.301E_0t_0$	推(+)	29.10	20.96	15.03
		拉(-)	29.56	21.74	17.36
MQ2	$0.319E_0t_0$	推(+)	26.07	19.36	16.19
		拉(-)	32.41	22.20	15.56
MQ3	$0.321E_0t_0$	推(+)	29.44	20.30	17.74
		拉(-)	22.64	15.70	11.90
MQ4	$0.304E_0t_0$	推(+)	28.00	19.91	15.52
		拉(-)	28.60	18.42	11.86

注：E_0 为砌体弹性模量；t_0 为墙体厚度。

根据表2数据可知，试件MQ1的弹性抗侧刚度计算值最小，试件MQ3的弹性抗侧刚度计算值最大，相差约6%，但无论砌体墙立面形状差异如何，弹性抗侧刚度计算结果相差并不大。

砌体墙的弹性抗侧刚度算法不区分受力方向，以试件MQ1刚度值为基准，试件MQ3与MQ1的弹性抗侧刚度计算结果相差6.64%，对比位移为5,10,15 mm的等效抗侧刚度计算结果，试件MQ3正向等效抗侧刚度与试件MQ1分别相差1.17%，-3.15%，18.03%，而负向等效抗侧刚度与试件MQ1分别相差-23.41%，-27.78%，-31.45%，可见，弹塑性阶段MQ3的正向等效抗侧刚度略大，而负向等效抗侧刚度明显相差较多。

根据表2的等效抗侧刚度数据，试件MQ1的立面形状相对对称，右侧窗下墙较左侧窗下墙高600 mm，位移5,10,15 mm对应的负向等效抗侧刚度高于正向等效抗侧刚度分别约1.58%，3.72%，15.50%。试件MQ2，MQ3，MQ4的立面形状及墙肢端部约束条件均没有对称性，2个方向的等效抗侧刚度差异明显。以试件MQ4为例，位移5,10,15 mm时正向等效抗侧刚度分别为负向等效抗侧刚度的-2.10%，8.09%，30.86%，表明砌体墙开裂后进入弹塑性阶段，立面形状复杂的砌体墙等效抗侧刚度将具有明显的方向性特征，位移越大，方向性特征越明显。

从分层串并联模型的计算过程来看，根据洞口尺寸划分为若干计算墙带时，若每层墙带的尺寸参数不变，则墙带位置改变(立面形状变化)不影响弹性抗侧刚度计算结果。以图8(a)所示砌体墙为例，自下至上划分墙带1和墙带2，对应弹性抗侧刚度分别为 k_1，k_2，弹性抗侧刚度 k_Q 计算式见式(1)。假定调整上下层墙带位置关系为图8(b)，采用串并联计算的弹性抗侧刚度仍为式(1)，弹性抗侧刚度计算结果保持不变。

$$k_Q=\frac{1}{1/k_1+1/k_2} \tag{1}$$

结合前文复杂立面形状砌体墙开裂规律分析，图8(a)所示砌体墙在自左向右加载时，其裂缝会出现在左侧窗间墙与窗下墙的角点向斜下方开展，类似MQ3，MQ4负向加载的主斜裂缝形状。图8(b)所示砌体墙在自左向右加载时，窗间墙区域出现受剪开裂。从表2中MQ3，MQ4的等效刚度数据所反映规律上判断，无论在小位移(近似弹性阶段)还是在开裂后的弹塑性阶段，2种砌体墙的抗侧刚度差异较大，但该规律性无法在弹性刚度中得到体现。

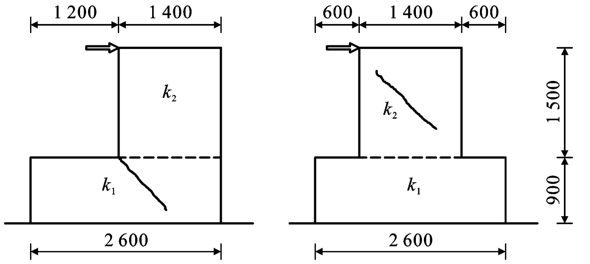

图 8　砌体墙尺寸及墙带划分(单位:mm)

Fig. 8　Masonry Wall Size and Wall Belt Division (Unit:mm)

2.6　延性分析

延性系数及层间位移角反映了结构或构件在弹塑性阶段的变形能力，是评价结构抗震性能优劣的一项重要指标。砌体墙的等效屈服点对应位移采用能量等值法计算求得，4 片砌体墙试件的延性系数及位移角见表 3。

表 3　试件延性系数与位移角

Table 3　Ductility Coefficient and Displacement Angle of Specimens

试件编号	加载方向	Δ_y	μ	θ_y	θ_u
MQ1	推(+)	8.89	2.25	1/270	1/133
	拉(−)	13.33	1.50	1/180	1/120
MQ2	推(+)	14.81	1.89	1/162	1/119
	拉(−)	10.86	2.31	1/221	1/101
MQ3	推(+)	14.63	1.48	1/164	1/110
	拉(−)	9.72	2.06	1/247	1/171
MQ4	推(+)	10.26	1.94	1/234	1/120
	拉(−)	5.62	3.19	1/427	1/257

注：Δ_y 为等效屈服点对应的位移；μ 为位移延性系数，$\mu=\Delta_f/\Delta_y$；θ_y 为屈服位移角；θ_u 为极限位移角。

分析表 1、表 3 中数据可知，本批次砌体墙的破坏位移绝对值均较大，平均达到约 20 mm。屈服阶段层间位移角大多为 1/300～1/150，破坏点对应的层间位移角大多为 1/150～1/100。如第 2.4 节所述，试件停止试验时一个加载方向达到了停止加载条件，而另一个加载方向仍具备继续加载的能力，层间位移角计算结果理论上更大。

一般来说，砌体墙剪切破坏时的层间位移角多为 1/300～1/200，等效屈服点对应的层间位移角则更小。砌体墙发生剪切破坏时呈脆性性质，剪切裂缝形成后很快发生破坏[14]。与剪切破坏形态相比，砌体墙发生弯剪破坏形态时对应的变形能力更强，延性性能相对较好，文献[15]进行了砌体墙抗震试验，通过设置构造缝提高窗间墙的高宽比，其延性优于剪切破坏的砌体墙。

砌体墙发生弯剪破坏时，其初始裂缝为受弯导致自受拉区出现开裂，骨架曲线不会出现明显拐点，按照能量等值法计算得到的屈服位移相对较大。根据表 3 可知，砌体墙存在转动变形时，其变形能力(极限位移角)相对较大，而位移延性系数不大。

从单个试件的不同加载方向对比来看，试件 MQ1 的右侧窗下墙高于左侧窗下墙，试件 MQ2，MQ3，MQ4 的左侧窗下墙高于右侧窗下墙(右侧窗下墙较矮或无窗下墙)，其裂缝分布的一个共同特点是从较高的窗下墙与窗间墙角点处向较低的窗下墙与窗间墙角点处或门洞口底部延伸。该类主斜裂缝形成并贯穿砌体墙后，减小了墙底部受压区长度，受压区灰缝砂浆和砖块容易压碎开裂，承载力降低速度过快，使得该方向的变形能力弱于另一个方向的变形能力。

3　结　语

(1)水平向与竖向荷载作用下，砌体窗间墙根据两侧是否有窗下墙、窗下墙和窗上墙的位置(洞口的尺寸、位置)不同时呈现多种破坏形态，除了剪切破坏形态外，还存在典型的弯剪破坏形态，其主裂缝的最终形状表现为斜向开裂，但开裂过程为裂缝自一端开裂向另一端延伸，斜向贯通砌体墙肢，开裂至破坏全过程砌体墙伴有明显的转动变形现象，正负向的转动主体不同或不完全相同。

(2)立面形状复杂、对称性差的砌体墙，其正负向的极限承载力、等效抗侧刚度差异很大。本文试验中，部分试件的一个加载方向承载力下降或达到不适宜继续加载的破坏状态，而另一个加载方向的承载力仍处于上升阶段，以试件 MQ3 为例，其 2 个方向极限承载力差值约 60%，开裂后等效抗侧刚度差值为 20%～30%。延性方面，与剪切破坏形态相比，砌体墙发生弯剪破坏形态时对应的变形能力更强，延性性能相对较好。立面形状复杂的砌体墙受力全过程具有明显的方向性特征。

(3)砌体房屋抗震设计时，砌体墙受剪承载力计算不考虑立面形状等因素的影响而仅进行窗间墙水平截面受剪验算，显然，对于立面形状复杂的砌体墙，设计结果和实际受力状况会存在较大差异。试验结果为进一步研究立面形状复杂砌体墙的抗震设计方法提供了试验数据与参考。

参考文献：

References：

[1]　张　川，钟华君，吴小宾，等. 汶川地震部分多层混合

砌体结构房屋震害调查及特征分析[C]//陈肇元,钱稼茹.汶川地震建筑震害调查与灾后重建分析报告.北京:中国建筑工业出版社,2008:137-141.
ZHANG Chuan, ZHONG Hua-jun, WU Xiao-bin, et al. Seismic Damage Investigation and Characteristic Analysis of Some Multistory Masonry Buildings in Wenchuan Earthquake[C]//CHEN Zhao-yuan, QIAN Jia-ru. Report on the Earthquake Damage Investigation and Post Disaster Reconstruction of Buildings in Wenchuan Earthquake. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008: 137-141.

[2] 王　威,周　颖,梁兴文,等.砌体结构在2008汶川大地震中的震害经验[J].地震工程与工程振动,2010,30(1):60-68.
WANG Wei, ZHOU Ying, LIANG Xing-wen, et al. Lessons Learnt from Masonry Structural Damage in 2008 Wenchuan Earthquake[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2010, 30(1): 60-68.

[3] 叶列平,李　易,潘　鹏.漩口中学建筑震害调查分析[J].建筑结构,2009,39(11):54-57,29.
YE Lie-ping, LI Yi, PAN Peng. Seismic Damages of Building Structures of Xuankou Middle School in Yingxiu Town[J]. Building Structure, 2009, 39(11): 54-57, 29.

[4] GUIDO M, GIAN M C. In-plane Seismic Response of Brick Masonry Walls[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997, 26: 1091-1112.

[5] FULVIO P, GIAN P L, NICOLA A, et al. Rocking Response Assessment of In-plane Laterally-loaded Masonry Walls with Openings[J]. Engineering Structures, 2013, 56: 1234-1248.

[6] 唐曹明,罗　瑞,程绍革,等.水泥砂浆及钢筋网水泥砂浆单面加固低强度砖墙抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2017,38(10):157-167.
TANG Cao-ming, LUO Rui, CHENG Shao-ge, et al. Experimental Study of Seismic Performance of Low Strength Masonry Walls Reinforced with One-side Cement Mortar Splint[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(10): 157-167.

[7] WANG G J, LI Y M, ZHENG N N, et al. Testing and Modelling the In-plane Seismic Response of Clay Brick Masonry Walls with Boundary Columns Made of Precast Concrete Interlocking Blocks[J]. Engineering Structures, 2017, 131: 513-529.

[8] 郭　猛,徐福泉,朱　莹,等.拆除窗下墙对砌体墙抗震性能影响的试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(8):120-126.
GUO Meng, XU Fu-quan, ZHU Ying, et al. Experimental Research on Seismic Performance Influence of Masonry Wall Removed Spandrel Wall[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(8): 120-126.

[9] CHODHURY T, MILANI G, KAUSHIK H B. Experimental and Numerical Analyses of Unreinforced Masonry Wall Components and Building[J]. Construction and Building Materials, 2020, 257: 119599.

[10] 谷　倩,彭　波,刘卫国,等.碳纤维布抗震加固开门窗洞口砌体墙片的试验研究与受剪承载力分析[J].建筑结构学报,2007,28(1):80-88.
GU Qian, PENG Bo, LIU Wei-guo, et al. Experimental Investigations and Analysis of Shear Capacity of Masonry Walls with Window and Door Openings Reinforced with CFRP Sheets[J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(1): 80-88.

[11] GB 50003—2011,砌体结构设计规范[S].
GB 50003—2011, Code for Design of Masonry Structures[S].

[12] GB 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].

[13] 李国强,李　杰,苏小卒.建筑结构抗震设计[M].北京:中国建筑工业出版社,2009.
LI Guo-qiang, LI Jie, SU Xiao-zu. Seismic Design of Building Structure[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.

[14] 郭　猛,张　瀛,徐福泉,等.钢筋网-水泥砂浆面层加固中高砖砌体墙抗震性能试验[J].建筑科学与工程学报,2014,31(2):71-77.
GUO Meng, ZHANG Ying, XU Fu-quan, et al. Experimental on Seismic Performance of Medium-height Brick Masonry Wall Strengthened with Steel-meshed Cement Mortar[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2014, 31(2): 71-77.

[15] 杨　静.砌体结构抗震墙足尺模型破坏形态的试验与分析[D].太原:太原理工大学,2013.
YANG Jing. Full-scale Model Failure Form Experiment and Analysis of Masonry Walls[D]. Taiyuan: Taiyuan University of Technology, 2013.