

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.253



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



# 双肢砌体墙的抗震性能与水平承载力计算模型

郭猛<sup>1</sup>, 蒋瀚<sup>2</sup>, 贾英杰<sup>2</sup>

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

**摘要:** 双肢砌体墙是将两个独立墙肢联系在一起共同受力的联肢构件, 是砌体研究中由构件上升到结构的中间环节。现有双肢墙试验多采用由两片矩形立面墙肢组成的试件, 将复杂立面双肢墙的开裂破坏规律、承载力等与单片墙进行对比分析, 对于研究结构层面的抗震性能有着重要意义。在单片砌体墙试验基础上, 设计3片典型立面形状双肢砌体墙进行低周反复荷载试验, 对比分析各双肢墙体的滞回曲线、承载力等抗震性能差异; 结合试验现象建立“L”形立面砌体墙转动破坏模式下的水平承载力计算方法, 并与试验数据进行对比分析。结果表明: 承受不同水平方向荷载作用时, 非对称立面形状砌体墙抗震能力具有明显的方向性特征; 双肢砌体墙的裂缝开展规律及破坏形态总体上与单肢墙一致; 水平承载力计算方法与墙体实际破坏模式有较好的对应性, 相对于窗间墙受剪破坏有着更明确的物理意义, 承载力计算结果与单片墙和双肢墙试验值均有较高的吻合度。

**关键词:** 砌体结构; 双肢砌体墙; 低周反复荷载试验; 抗震性能; 水平承载力

**中图分类号:** TU365      **文献标志码:** A      **文章编号:** 2096-6717(2023)06-0001-11

## Seismic performance and horizontal bearing capacity calculation model of coupled masonry walls

GUO Meng<sup>1</sup>, JIANG Han<sup>2</sup>, JIA Yingjie<sup>2</sup>

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

**Abstract:** The coupled masonry wall is a joint member that connects two independent walls and limbs together and forces together. It is the middle link from member to structure in masonry research. Most of the existing bi-limb wall tests use specimens consisting of two rectangular vertical wall limbs to compare the crack failure law and bearing capacity of complex vertical bi-limb wall with that of the single wall. It is of great significance to study seismic performance at the structural level. Based on the single masonry wall test, this paper designs three typical facade double limb masonry walls for low cycle repeated load test, compares and analyzes the seismic performance differences of each double limb wall, such as hysteretic loop and bearing capacity; combined with the test phenomenon, the mechanical model of masonry wall rotating failure along the inclined crack is established, and the calculation method of horizontal bearing capacity of "L" facade masonry wall is proposed, and compared with the test data. The results show that when subjected to loading in different horizontal

**收稿日期:** 2021-08-16

**基金项目:** 国家自然科学基金(51778594)

**作者简介:** 郭猛(1982-), 男, 博士, 研究员, 主要从事建筑结构抗震设计理论研究, E-mail: guomeng673@163.com。

**Received:** 2021-08-16

**Foundation items:** National Natural Science Foundation of China (No. 51778594)

**Author brief:** GUO Meng (1982-), PhD, researcher, main research interest: theoretical research on structural seismic design, E-mail: guomeng673@163.com.

directions, the seismic ability of masonry wall with asymmetric facade shape has obvious directional characteristics, and the crack development law and failure mode of the double limb masonry wall are basically consistent with that of the single limb wall; the calculation method of the horizontal bearing capacity proposed in this paper has a good correspondence with the actual failure mode of the wall, and has a clearer physical meaning than the inclined crack failure of the wall between windows. The calculation results of the horizontal bearing capacity are in good agreement with the experimental values of the single wall and the double limb wall.

**Keywords:** masonry structure; coupled masonry walls; low cycle cyclic loading test; seismic performance; lateral bearing capacity

砌体结构是一种应用广泛的结构类型,根据建筑方案需要,砌体房屋每开间的外纵墙通常开有门窗洞口或窗洞口。门窗洞口尺寸、位置等对砌体墙受力性能影响很大,洞口不规则性是影响砌体结构抗震能力的重要指标,随着洞口不规则程度的增加,砌体墙平面内抗震性能明显降低<sup>[1]</sup>。学者们已经对单片砌体墙的抗震性能进行了大量试验和理论研究<sup>[2-5]</sup>,对砌体墙的承载力、抗侧刚度、延性等抗震性能进行了研究。门窗洞口或门联窗洞口两侧砌体墙可称为联肢砌体墙,包括双肢砌体墙和多肢砌体墙,楼层间联肢墙特点是洞口落地,洞口两侧墙肢在顶部连梁及梁上墙的联系下协同受力。双肢砌体墙是砌体研究中由构件上升到结构层面的中间环节。相对于单片砌体墙,学者们对双肢砌体墙特别是复杂立面双肢砌体墙抗震性能的研究较少。Augenti等<sup>[6]</sup>进行了开设门窗洞口砌体墙的抗震试验,洞口两侧砌体墙均为矩形立面,可视为双肢墙类型,试验中两侧墙肢发生了沿墙底受压区的转动现象。Choudhury等<sup>[7]</sup>进行了3片砌体墙试件及1栋单层砌体房屋模型的加载试验,其中1片砌体墙试件开门洞口,砌体房屋的1片外墙开门洞口,门窗洞口两侧砌体墙均为矩形立面,均可视为双肢墙类型;根据试验现象,门窗洞口两侧墙肢同样表现出了明显的转动变形现象。Parisi等<sup>[8]</sup>采用有限元模拟开门洞口砌体墙的转动现象,给出了以数值和简图形式表达的转动破坏模式。

从已有研究来看,门窗洞口将一片矩形墙体分为两片墙肢,且均为矩形立面,立面形状较简单,欠缺对复杂双肢墙(尤其是带有窗下墙部分墙肢的双肢墙)的研究。将带有窗下墙的典型立面形状双肢砌体墙开裂破坏规律、承载力等与单片墙规律进行对比分析对于研究砌体结构层面的抗震性能有着重要意义。中国现行砌体结构抗震设计方法根据剪摩理论和主拉应力理论对砌体门窗间墙水平截面进行抗震承载力计算,并没有考虑砌体墙不同立面形状引起的破坏模式差异,从而可能导致设计阶段砌体墙的受剪验算并未与墙体的实际震害破坏模

式相对应<sup>[9-11]</sup>。在前期单片砌体墙试验基础上,笔者对双肢砌体墙的抗震性能进行试验,研究转动失效模式下砌体墙的水平承载力计算方法。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

共设计3片不同立面形状的双肢砌体墙试件进行低周反复荷载试验。试件参照6层砌体房屋底层门窗洞口边侧常见立面形状的外纵墙设计制作,墙肢的门窗间墙(共6个)截面尺寸相同,探讨门窗洞口布置、荷载作用方向等因素对双肢砌体墙破坏模式及抗震性能的影响。

砌体墙试件编号为CW1、CW2、CW3,轮廓尺寸为:厚度240 mm,高度1560 mm,窗间墙宽度720 mm,窗洞高960 mm,门洞高1380 mm,试件尺寸及立面形状见图1。试件中间门窗洞口上方设置混凝土过梁,高180 mm,两端伸入墙内240 mm,宽度同墙厚。

一般房屋的窗下墙有两种类型:普通窗下墙和门联窗窗下墙,水平荷载下门联窗窗下墙端部可以发生水平和竖向位移,而普通窗下墙的跨中部位为反弯点,没有竖向位移。试验考虑普通窗下墙类型,在墙体窗下墙端部设置焊接在钢底梁的钢筋和压顶角钢,以约束窗下墙端部的竖向位移。

砌体墙试件所用砖为普通黏土砖,实测抗压强度平均值为25.1 MPa,标准值为22.8 MPa;砌筑砂浆为预拌混合砂浆,强度实测平均值为14.5 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、水平高度是否一致。

### 1.2 加载方案

试件加载装置如图2所示。竖向荷载由液压千斤顶提供,作用点置于两片窗间墙的正中间,即过梁中点处。加载梁与试件顶面铺设干拌砂浆,干拌砂浆铺在窗间墙顶面范围内,洞口范围内过梁顶面与钢梁之间脱空处理,竖向荷载通过加载梁分配至左右墙肢顶面。试验时首先分级施加竖向荷载至

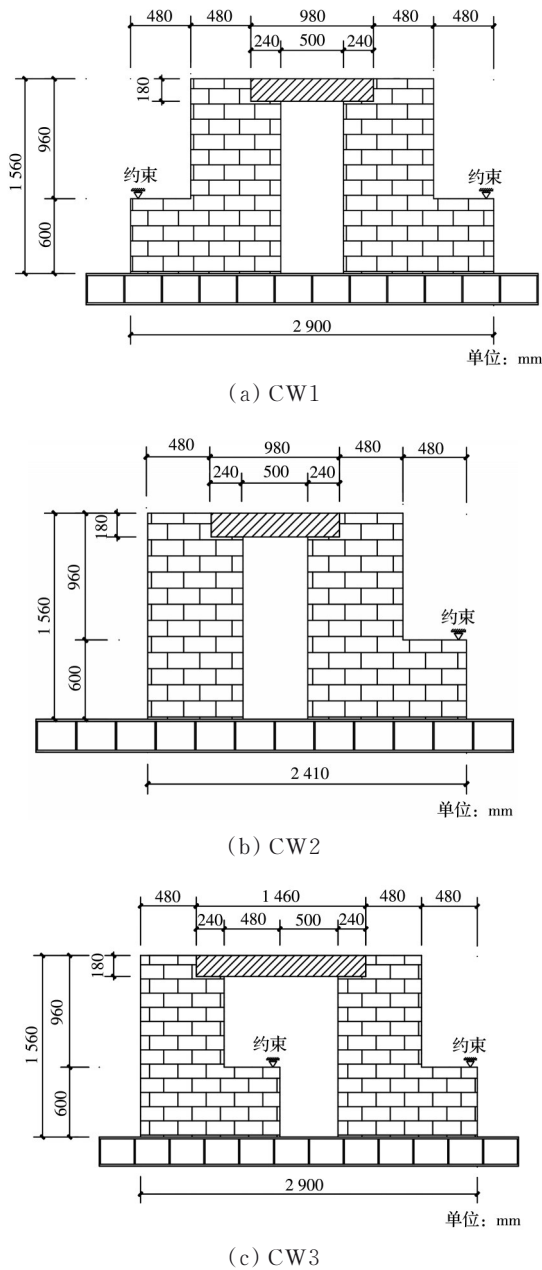


图 1 砌体墙试件立面形状及尺寸

Fig. 1 Facade shape and dimension of masonry walls

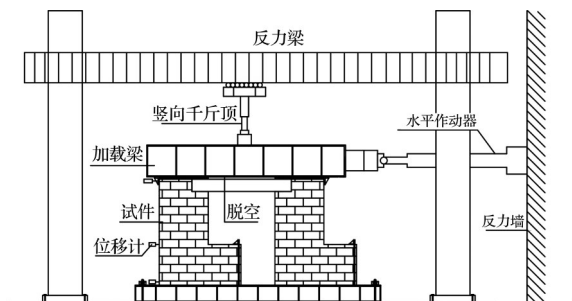


图 2 加载装置示意图

Fig. 2 Sketch of the loading device

设计竖向荷载值。

6层砌体住宅底层自承重式外纵墙承担上方5层纵墙自重,按常规,开间为3.3 m、窗间墙宽度为

1 800 mm、窗洞口宽度为1 500 mm计算得到的窗间墙平均轴压应力约为0.44 MPa。由于试验砖和砂浆实测抗压强度较高,考虑通过提高竖向荷载的方式减轻墙体转动效应的影响,施加竖向荷载为230 kN,换算得到的平均轴压应力为0.67 MPa。

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,每级循环1次。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,当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。正式施加水平荷载前进行预加载,施加水平荷载两次,检查相关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、试件顶底面及窗下墙顶部水平位移、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

砌体墙试件的破坏过程大致规律相似,均表现为加载初期窗间墙底部(窗下墙顶部)或墙身边缘受拉区砂浆层等位置出现微小裂缝;继续加载,裂缝加宽并分别沿斜向或水平方向延伸;接近极限荷载时,裂缝贯穿墙体,裂缝两侧墙体发生轻微错动现象。各试件裂缝分布及破坏情况见图3。

试件CW1:加载至-4 mm时,墙体左侧窗间墙与窗下墙连接处灰缝开裂,形成微细裂缝并向右下方延伸。正向和负向加载至10 mm时,右墙窗间墙与窗下墙连接处灰缝开裂,负向斜裂缝穿过砂浆层和砖块向斜下方延伸至墙体中部。正向和负向加载至14 mm时,右墙窗间墙与窗下墙连接处裂缝沿左下方方向延伸,负向斜裂缝延伸至墙底,砖块表面最大裂缝宽度达6 mm,灰缝最大开裂达5 mm。当加载至+18 mm时,过梁底部砂浆开裂至梁端,正向斜裂缝延伸至墙底,砖块表面最大裂缝宽度发展至9 mm,灰缝最大开裂达7 mm。当进行20 mm水平位移控制时,正向加载过程中左侧窗间墙上部突然开裂且贯通墙身,停止加载。

试件CW2:加载至+6 mm时,墙体右侧窗间墙与窗下墙连接处出现右上至左下方方向的斜裂缝,延伸至墙中部,砖块表面最大裂缝宽度达1.5 mm;正向和加载至-14 mm时,正向斜裂缝加宽并延伸至墙底,砖块表面最大裂缝发展至7 mm,左墙底部产生明显裂缝。加载至-16 mm时,左墙底部水平裂缝进一步加宽并延伸,右墙左侧高约50 cm处出现明显水平裂缝并延伸至与正向斜裂缝相交。当进行



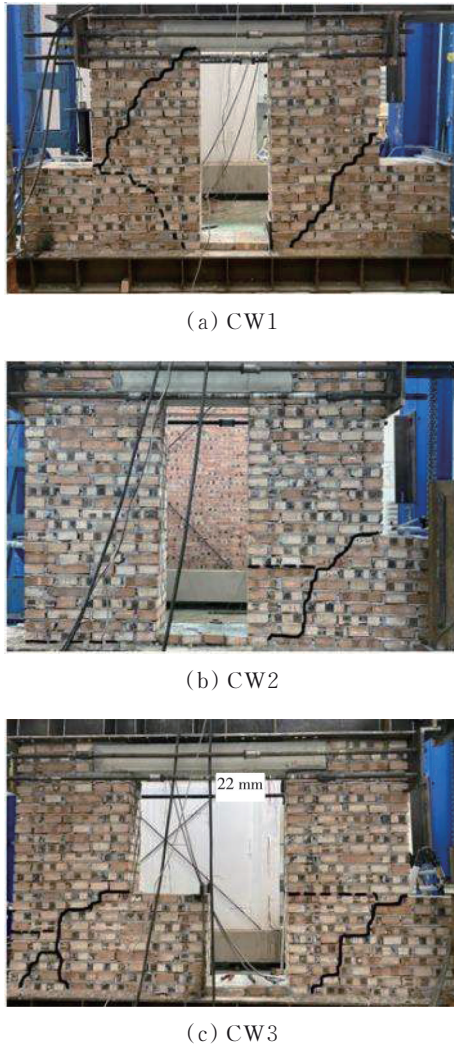


图 3 试件裂缝分布图

Fig. 3 Fracture distribution of specimens

26 mm 水平位移控制时,斜裂缝两侧墙体已发生明显滑移错动,试验结束。

试件 CW3: 加载至 +6 mm 时,右侧窗间墙与窗下墙连接处出现右上至左下方向的细微斜裂缝。继续加载至 +7 mm,过梁底部砂浆开裂,右墙斜裂缝加宽,延伸至墙体中部。左墙窗间墙与窗下墙连接处出现裂缝,且沿其左下方向伴有砖块开裂;加载至 -7 mm 时,左右两墙均分别在左侧约高 40、60 cm 处开裂并水平延伸。加载至 +8 mm 时,左侧墙斜裂缝沿右上至左下方向延伸至墙体中部,砖块表面最大裂缝宽度达 2 mm;加载至 +12 mm 时,左右两片墙体左侧裂缝水平延伸至与斜裂缝相交。继续加载至 +22 mm 时,墙体发生明显错动,右侧墙斜裂缝加宽,开展至最底层砖块,砖块表面最大裂缝宽度发展至 9 mm,左墙斜裂缝斜向下发展成两条并贯通至墙底,停止加载。

## 2.2 试件开裂情况分析

根据试验现象,砌体墙试件的主裂缝开展情况

如图 4 所示,为便于理解,分别给出正向加载和负向加载对应的裂缝分布,并用实心箭头示意裂缝的起始过程。

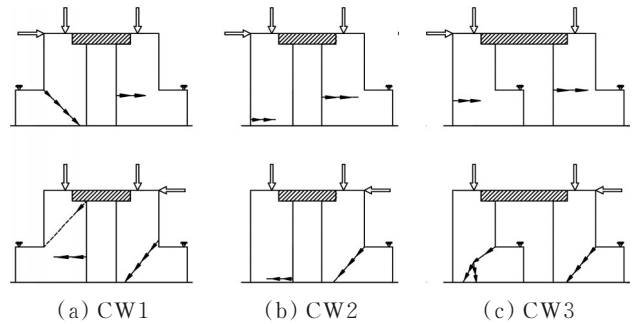


图 4 试件裂缝开展示意图

Fig. 4 Crack development of test pieces

试件 CW1 窗间墙下部两条主裂缝位于左右两片墙的窗间墙与窗下墙连接处,由窗下墙顶部斜向延伸至墙底,符合弯剪型裂缝的特征。左右两条弯剪斜裂缝形状与位置基本对称,裂缝发展速度相近。CW1 左侧窗间墙高宽比为 1.33,加载后期,上部斜向裂缝突然开裂,呈典型的剪切破坏形态。试件 CW3 左右两片墙为反对称,裂缝开展情况相似,其正向主裂缝均位于窗间墙与窗下墙连接处,负向主裂缝均位于墙身中部边缘附近。

与试件 CW1 相比,试件 CW2 左侧墙体无窗下墙,正向主裂缝位于右墙窗间墙与窗下墙连接处,与 CW1 的情况接近,而负向加载过程中左右墙分别在墙底边缘和墙体中部出现水平裂缝。

对组成各试件的单肢墙体单独分析。对于双肢墙系统内的单肢“L”形墙体,当力作用于带有窗下墙的一侧时,各试件均产生由窗下墙顶部发展至底部的斜向裂缝。当力作用于另一侧时,首先在墙身底部边缘或窗下墙顶部高度附近出现水平裂缝,最终可能在窗间墙出现剪切型斜裂缝。

当另一侧墙窗下墙位置与原“L”形墙体同向布置,即两片墙呈反对称,或另一片墙无窗下墙时,该“L”形墙体墙身出现水平裂缝;当另一侧墙窗下墙位置与原“L”形墙体相反即两片墙呈对称布置时,表现为窗间墙上部斜裂缝。对于单片矩形墙,在双肢墙系统受压剪作用下有底部开裂的现象。

试验中各试件双肢墙系统中的“L”形单片墙窗间墙部分高宽比为 1.33,最终表现为沿节点斜向开裂的弯剪破坏形态,伴随明显的转动现象。对比单片“L”形墙试验<sup>[12]</sup>可知,双肢墙系统中单个墙肢的裂缝开展规律、破坏形态等与单片墙单独受力的试

验结果基本一致,非对称立面砌体墙沿节点斜裂缝的转动破坏模式同样是一种典型的破坏模式。相对于单片墙而言,双肢墙的破坏受两个墙肢中破坏最严重的墙肢控制,即结束试验时破坏轻微的墙肢很可能尚未达到极限或破坏状态。

### 2.3 滞回曲线和骨架曲线

各试件的滞回曲线见图5。试件CW1是第一个进行试验的试件,正向加载时,由于未能及时调整竖向千斤顶荷载,导致在位移8~14 mm过程中对应的水平荷载偏大,分析时该正向加载结果仅作参考。

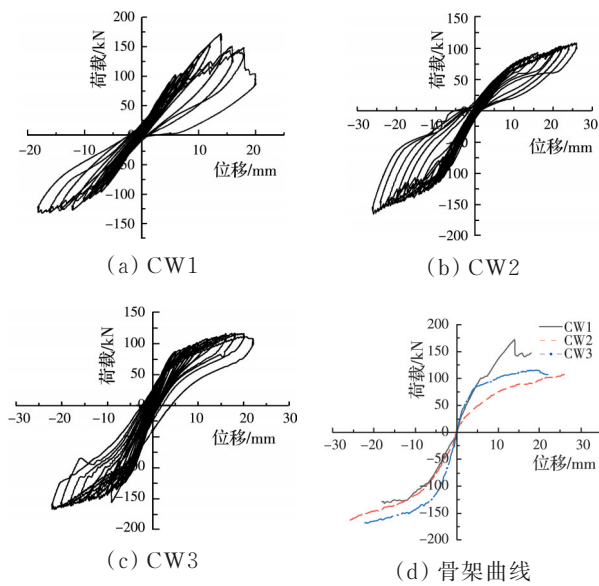


图5 滞回曲线和骨架曲线

Fig. 5 Hysteretic curves and skeleton curve

为便于表述,对于非对称立面墙,例如“L”形立面或两侧窗下墙不等高砌体墙,定义水平荷载自窗下墙一侧向另一侧作用或自高侧窗下墙向低侧窗下墙作用时为墙体的受力弱向,相应地,另一个方向为受力强向。

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,变形处于弹性阶段,荷载与位移基本呈线性关系。继续加载,随着试件开裂,滞回曲线轮廓出现弯曲,荷载增加变慢而变形增长加快,整体刚度退化。

滞回曲线外轮廓线的弯曲点(即荷载增幅明显减慢而位移增幅明显加快之处)往往对应主裂缝的形成及开展。越接近极限阶段,转动变形参与越多,滞回曲线逐渐趋于平缓,弹塑性阶段越长。试件滞回曲线在位移零点附近存在捏拢现象,滞回环狭长,由砌体材料脆性性质决定。

将滞回曲线位移加载的每一级循环峰值点连成外包络线,骨架曲线见图5(d),其综合反映了构件受力过程的抗侧性能。

承受不同水平方向荷载作用时,非对称立面形状砌体墙抗震能力具有明显的方向性特征。从试件自身骨架曲线来看,强向骨架曲线高于弱向(绝对值)骨架曲线,试件对称性越差,骨架曲线对称性也越差。试验中,试件CW3骨架曲线的不对称程度最大,骨架曲线对称性和试件对称性规律相符。

普通砌体墙受剪破坏时的层间位移角最大约为 $1/150$ <sup>[13]</sup>,按试件高度1560 mm换算得到的水平位移约为10 mm。试件破坏时实测位移为18~26 mm,显然,砌体墙发生转动失效时具有延性破坏特征,有着一定的变形能力<sup>[7-8]</sup>。

### 2.4 承载力分析

试验记录了各试件正负循环方向的特征点荷载及位移值,结果汇总见表1,其中 $P_{cr}$ 、 $P_u$ 、 $P_f$ 分别为试件名义开裂荷载、极限荷载和破坏荷载, $\Delta_{cr}$ 、 $\Delta_u$ 、 $\Delta_f$ 分别为相应位移。需要说明的是,加载前期砌体墙的裂缝可能分布在水平灰缝砂浆和砖块的界面处,裂缝细微不易观察,因此,记录了砌体墙出现明显肉眼可见的裂缝时对应的荷载与位移,称为名义开裂。

表1 各试件试验结果

Table 1 Test results of specimens

试件编号	方向	名义开裂		极限		破坏	
		$P_{cr}/\text{kN}$	$\Delta_{cr}/\text{mm}$	$P_u/\text{kN}$	$\Delta_u/\text{mm}$	$P_f/\text{kN}$	$\Delta_f/\text{mm}$
CW1	推(+)	133.7	9.6	148.1	17.9	137.5	18.0
	拉(-)	-60.8	-4.1	-131.7	-16.1	-130.8	-18.1
CW2	推(+)	55.8	6.2	108.1	25.6	99.7	26.1
	拉(-)	-132.7	-14.5	-163.7	-25.3	-163.2	-25.9
CW3	推(+)	86.3	5.6	115.0	18.9	98.6	21.9
	拉(-)	-129.8	-7.7	-168.4	-21.6	-160.9	-22.1

注:试件CW1正向加载时,该方向的极限荷载取14 mm以后的荷载最大值。

分析表1数据可知,正向加载时,试件CW1极限荷载最大,比试件CW2、CW3高28.8%~37.0%;试件CW2、CW3正向极限承载力差别不大,试件CW3比前两者约大6.4%。负向加载时,试件CW3极限荷载最大,比试件CW1、CW2高2.9%~27.9%。

试件CW1形状对称,就试件整体而言,没有强向和弱向的区分,左右两墙裂缝开展过程相似,负向极限荷载比正向高出约12.4%,破坏时比正向高出约5.1%,总体上是对称的。

结束试验时双肢墙两个墙肢的破坏状态并不相同,另一方面,由于墙体的非对称特点,任一墙肢自身在弱向达到破坏状态而强向尚未达到极限或破坏状态。因此,为了便于横向比较弹塑性阶段各试件的承载能力,对相同顶部位移5、10、15、20 mm的水平荷载进行对比,各位移点对应的层间位移角分别为1/312、1/156、1/104和1/78,荷载实测值见表2。

表2 同位移下试件试验结果

Table 2 Test results of specimens under the same displacement

试件编号	方向	水平荷载/kN			
		5 mm	10 mm	15 mm	20 mm
CW1	推(+)	86.4	131.2	143.5	
	拉(-)	-66.9	-108.9	-122.7	
CW2	推(+)	44.9	72.4	89.9	89.9
	拉(-)	-65.3	-114.1	-133.6	-140.2
CW3	推(+)	82.1	100.0	111.6	108.7
	拉(-)	-112.4	-142.7	-153.4	-158.5

对比分析表2中试件在不同位移下的水平荷载数据可知:

1)试件CW1和CW2左侧墙肢立面形状不同,正向加载时CW1左侧墙肢为强向受力,水平荷载比CW2高59.6%~92.4%。试件CW2和CW3左侧墙肢立面形状不同,负向加载时CW3左侧墙肢为强向受力,水平荷载比CW2高13.1%~72.1%。结果表明,“L”形墙的强向承载能力大于同窗间墙尺寸的矩形墙。

2)试件CW1和CW3左侧立面形状相反,正向加载时,试件CW1左侧墙肢为强向受力,而试件CW3左侧墙肢为弱向受力,前者水平荷载比后者高5.2%~28.6%。负向加载时,试件CW1左侧墙肢为弱向受力,而试件CW3左侧墙肢为强向受力,后者水平荷载比前者高出25.0%~68.0%。正负向加载结果均表明,“L”形墙的强向承载能力大于其弱向承载能力,也即非对称立面砌体墙的窗下墙位置不同,试件两个方向的极限承载力差异很大。

3)对比“L”形墙与同窗间墙尺寸矩形墙的弱向承载能力,试验中对比组CW1和CW2、CW2和CW3的规律相反。同样是“L”形墙的弱向受力,负向加载时,试件CW2水平荷载比CW1高4.8%~8.9%,而正向加载时,试件CW3水平荷载比CW2高20.9%~82.9%。

根据图5(d)所示骨架曲线,正向加载时试件CW3与CW2的荷载差值在0~5 mm区间增大,但在5 mm之后呈减小趋势,两者的极限荷载差值只有6.4%。分析其原因,与正向加载时CW3左侧墙肢的开裂过程有关,从图3(c)可见,其左侧窗间墙底部裂缝的水平段较长,在加载后期才斜向下方向开展。从极限承载力来看,“L”形墙的弱向承载能力与同窗间墙尺寸的矩形墙相差不多。

4)分析表2中试件CW2、CW3自身在两个方向的承载能力差异情况。试件CW2的负向为加载强向,正向为加载弱向,不同位移对应的强向荷载比弱向高45.4%~57.6%,与1)、2)所述试件之间的对比规律相符。试件CW3的负向为加载强向,正向为加载弱向,不同位移对应的强向荷载比弱向高36.9%~45.8%,同样也与1)、2)所述试件之间的对比规律相符。

综合上述分析可见,水平与竖向荷载作用下双肢墙的裂缝开展规律、破坏形态以及承载力性能与单片墙单独受力时基本一致。

### 3 水平承载力计算模型

#### 3.1 “L”形墙破坏机制

根据试验中砌体墙试件裂缝开裂过程和破坏特点可知,试件承担极限荷载的能力来自两个方面:砌体墙自身的受剪能力和砌体墙出现转动变形后形成的受力平衡体系。

以“L”形墙为例,水平与竖向荷载作用下可能发生的破坏模式有:强向荷载下为窗间墙受剪破坏、窗间墙转动失效,如图6(a)、(b)所示;弱向荷载下为窗间墙受剪破坏、窗间墙转动失效或窗间墙连带部分窗下墙转动失效,如图6(c)~(e)所示。“L”形墙发生上述不同类型破坏模式的关键在于窗间墙受剪破坏模式所对应的实际承载能力与窗间墙(或窗间墙连带部分窗下墙)转动失效模式所对应的实际承载能力之间的相对大小关系,如果前者小于后者,则窗间墙必然发生剪切破坏,反之,则发生窗间墙转动失效。

窗间墙受剪破坏模式下抵御水平荷载的相关参数包括水平截面尺寸、材料强度、竖向荷载等;而窗间墙转动失效模式下抵御水平荷载的相关参数



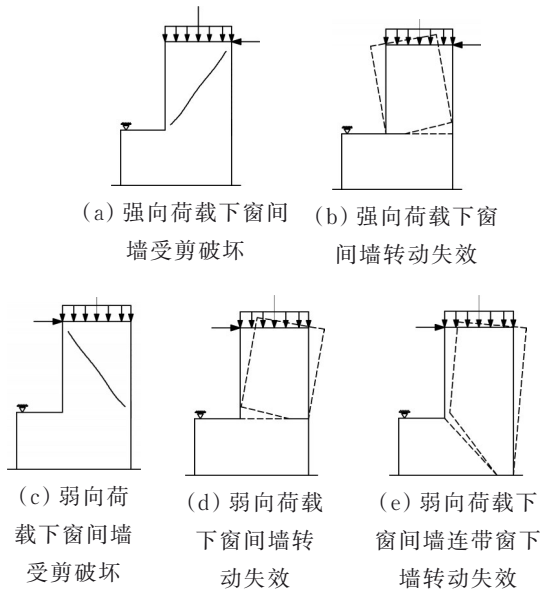


图 6 “L”形墙破坏模式示意图

Fig. 6 Failure mode of L-shaped wall

包括水平截面尺寸、立面尺寸、水平荷载方向、竖向荷载及作用方式等。对于“L”形砌体墙,砂浆强度较低、高宽比较小而竖向荷载较大时容易发生受剪破坏;砂浆强度较高、高宽比较大而竖向荷载较小时则容易发生窗间墙自身的转动失效;砂浆强度较高、高宽比较大且竖向荷载较大时,容易发生窗间墙连带部分窗下墙转动失效。

砌体墙受剪破坏模式下,承载力计算所依据的破坏准则包括最大主应力理论、剪摩理论、Mohr理论、变形能理论以及在上述理论框架下考虑适用条件进行的修正等<sup>[14-15]</sup>。中国现行砌体结构设计理论给出了依据剪摩理论和主拉应力理论两种计算方法,据此对图 6(a)、(c)所示窗间墙水平截面进行受剪验算。

对于图 6(b)、(d)所示窗间墙的矩形转动失效模式,目前有两种基于力学平衡推导的承载力计算模型:EC6模型<sup>[5]</sup>和 Guido模型<sup>[16]</sup>,计算示意图 7。EC6模型采用库伦理论,假定只有墙体受压截面提供抗剪能力且墙体无受拉区域,由水平方向力的平衡推导出水平承载力计算公式。Guido模型则是通过估算墙肢底部压应力分布情况,由力矩和竖向力的平衡方程求出相应的承载力。

### 3.2 “L”形墙水平承载力计算模型

根据“L”形砌体墙试验现象,从裂缝开展后所形成的力学平衡体系出发,建立弱向受力下墙体的水平承载力计算模型。

“L”形砌体墙的受力简图见图 8,窗间墙高度为  $H$ ,窗下墙高度为  $H_0$ ,窗间墙宽度为  $B$ ,斜裂缝底部至墙体边缘长度为  $x$ 。砌体墙顶部竖向荷载的类型

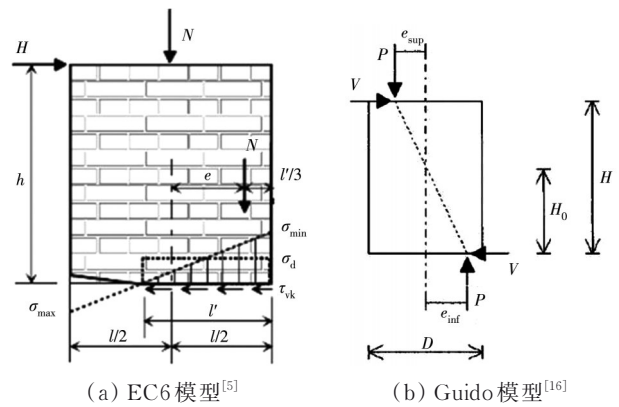


图 7 砌体墙沿底部水平面转动计算示意图

Fig. 7 Sketch for calculation of rotation of masonry wall along bottom horizontal section

包括集中荷载、均布荷载或三角形分布荷载、梯形分布荷载等。

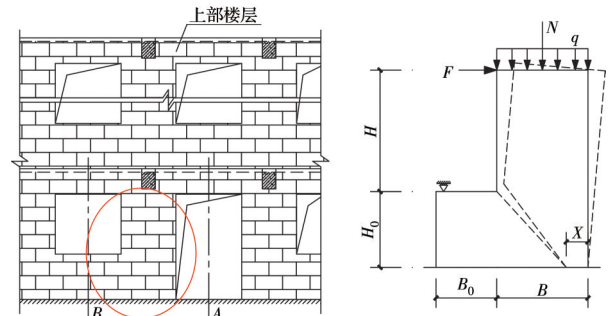


图 8 “L”形墙受力简图

Fig. 8 Schematic diagram of L-shaped wall

砌体房屋的房间开间由楼面梁及隔墙分隔时,梁承担楼面荷载并向纵墙传递。集中荷载用于描述楼面梁作用于墙顶时产生的荷载,该荷载作用点大多位于窗间墙水平截面中部,也可能位于其他位置,但不因窗间墙转动而发生改变。均布荷载用于描述上部楼层墙体传递下来的荷载,该荷载初始为均布荷载,随着窗间墙的转动向梯形分布、三角形分布过渡。

根据试验现象,在极限荷载阶段,“L”形墙肢均出现了明显的转动现象,节点区斜裂缝充分开展,该阶段提供抵御墙顶水平荷载的组成部分为墙体顶面的竖向荷载、转动体底面接触区域的摩擦力。

已知砌体墙的截面尺寸、材料强度、竖向荷载设计值及作用方式等,假定斜裂缝与竖向的夹角为  $45^\circ$ ,取斜裂缝以上部分为隔离体,计算简图如图 9 所示。从概念上分析,隔离体顶部受压区、底面受压区压应力分布呈梯形而不是简单的三角形分布,如图 9(a)所示,由此引入的未知变量有  $x_1$ 、 $x_1'$ 、 $x_3$  和  $x_3'$ 。

根据试验现象,极限阶段隔离体顶部与加载梁、底部与未转动砌体墙的接触长度较短,简化为三角形分布会带来一定误差但总体误差不大,且可以大大简化求解难度。因此,假定极限阶段隔离体顶部受压区端部和底面受压区端部压应力均达到砌体极限压应力 $f_c$ ,应力按三角形分布,见图9(b)。

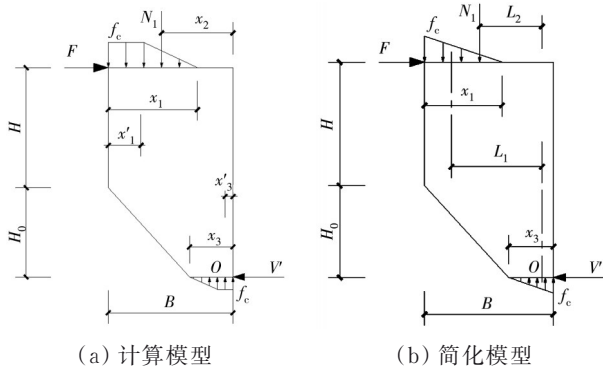


图9 力学模型计算简图

Fig. 9 Calculation diagram of mechanical model

砌体墙发生转动时,上部楼层墙体传递下来的荷载分布方式由均布转变为三角形分布。窗间墙顶面三角形分布荷载等于原均布荷载,隔离体底部接触区三角形分布荷载等于顶面均布荷载与集中荷载之和,建立竖向力平衡方程,可得到接触区长度 $x_1$ 、 $x_3$ 的计算式

$$x_1 = \frac{2N_2}{f_c \delta} \quad (1)$$

$$x_3 = \frac{2(N_1 + N_2)}{f_c \delta} \quad (2)$$

式中: $\delta$ 为砌体墙厚度; $f_c$ 为砌体抗压强度,可根据规范<sup>[17]</sup>中的抗压强度平均值公式求出; $N_1$ 为楼面梁传递至墙体顶部的集中荷载; $N_2$ 为上部楼层墙体传递下来的荷载,按三角形分布作用于墙体顶面。

图9(b)中,水平荷载与竖向荷载对底部应力三角形合力点 $O$ 取矩,建立力矩平衡方程

$$F(H + H_0) = N_1 \left( x_2 - \frac{1}{3} x_3 \right) + N_2 \left( B - \frac{1}{3} x_1 - \frac{1}{3} x_3 \right) \quad (3)$$

整理式(3),得到水平承载力计算式

$$F = \frac{N_1 \left( x_2 - \frac{1}{3} x_3 \right) + N_2 \left( B - \frac{1}{3} x_1 - \frac{1}{3} x_3 \right)}{(H + H_0)} \quad (4)$$

将 $x_1$ 、 $x_3$ 代入式(4)即可得到转动模式下“L”形砌体墙的水平承载力。

砌体墙单独承受竖向均布荷载或集中荷载时,式(4)可简化为式(5)、式(6)。

$$\text{均布: } F = \frac{N_2}{(H + H_0)} \left( B - \frac{1}{3} x_1 - \frac{1}{3} x_3 \right) \quad (5)$$

$$\text{集中: } F = \frac{N_1}{(H + H_0)} \left( x_2 - \frac{1}{3} x_3 \right) \quad (6)$$

转动模式下砌体墙水平承载力计算式虽然是基于受力平衡和力矩平衡得到的,但其大小仍然与墙体材料强度有关。砌体材料强度越高,则受压区长度越短,抵抗转动的力臂越大,相应地,水平承载力也越大。

双肢砌体墙和多肢砌体墙中,不同墙肢发生窗间墙受剪破坏模式或窗间墙转动失效模式时,按照各自墙肢破坏机制分别计算每个墙肢的承载力。考虑转动失效机制属于延性破坏,计算其他发生受剪破坏的砌体墙时应采用剪摩理论的受剪承载力计算方法,而不应采用最大主拉应力理论的计算方法。

砌体墙抗震验算时,如图6所示,有3种可能的破坏模式,存在难以判断墙体破坏模式的可能性。建议采用包络设计方法,即同时验算窗间墙发生剪切破坏的受剪承载力、窗间墙转动失效的承载力以及窗间墙连带部分窗下墙转动失效的承载力,取较小值进行包络设计,从而提高该类砌体墙的抗震安全储备。

### 3.3 试验验证

选取试验中的3片双肢墙及文献[18]试验中的非对称立面砌体墙为研究对象,采用提出的力学模型计算砌体墙的水平承载力,并与试验结果进行对比。

郭猛等<sup>[18]</sup>进行了4片砌体墙抗震性能试验,试件按照一侧为窗洞口、一侧为门洞口进行设计,除试件Q2外,认为其他3片墙体试件Q1、Q3、Q4均发生了沿节点斜裂缝的破坏模式,砖抗压强度平均值为15.34 MPa,砌筑砂浆抗压强度平均值为10.21 MPa。

将试验相关数据代入水平承载力计算式,计算结果见表3,理论值与试验值误差见表4,为方便表达,无论水平荷载作用方向是正向还是负向,均以绝对值形式给出。

表3和表4中: $F_1$ 为试验值; $F_2$ 为本文方法计算的水平承载力理论值; $F_3$ 为按照现行规范<sup>[17]</sup>竖向与水平荷载复合作用下的受剪承载力计算方法计算得到的窗间墙受剪承载力,计算公式见文献[17]第5.5.1条; $F_4$ 为按照现行规范<sup>[17]</sup>计算受弯构件发生弯曲破坏时的弯矩,通过反算得到对应的水平荷载,弯矩计算公式见文献[17]第5.4.1条; $F_5$ 为受弯构件对应的受剪承载力,计算公式见文献[17]第5.4.2条。

计算 $F_2 \sim F_4$ 时,砌体强度取值均以实测砖强度、



表3 水平承载力试验值与理论值

Table 3 Test value and theoretical value of horizontal bearing capacity

试件	方向	试验值 $F_1/\text{kN}$	本文算法 $F_2/\text{kN}$	按现行规范计算		
				$F_3/\text{kN}$	$F_4/\text{kN}$	$F_5/\text{kN}$
CW1	+	148.1	157.1	210.3	22.7	109.7
	-	131.7	157.1	210.3	22.7	109.7
CW2	+	108.1	119.6	210.3	22.7	109.7
	-	163.7	157.1	210.3	22.7	109.7
CW3	+	115.0	119.6	210.3	22.7	109.7
	-	168.4	194.5	210.3	22.7	109.7
Q1	+	219.6	212.7	369.2		
Q3	-	188.7	192.5	369.2		
Q4*	-		192.5	369.2		
			138.6			

注:\*按本文算法计算Q4,转动部分高度按底梁顶部至加载梁夹板底边缘、底梁顶部至过梁底边缘分别进行计算。

表4 理论值与试验值误差

Table 4 Error between theoretical value and experimental value

试件	方向	本文算法 误差 $F_2/\%$	按现行规范计算误差		
			$F_3/\%$	$F_4/\%$	$F_5/\%$
CW1	+	6	42	-85	-26
	-	19	60	-83	-17
CW2	+	11	94	-79	1.5
	-	-4	28	-86	-33
CW3	+	4	83	-80	-5
	-	15	25	-87	-35
Q1	+	-3	68		
Q3	-	2	96		
Q4*	-	12	115		
		-19			

注:\*按本文算法计算Q4,转动部分高度按底梁顶部至加载梁夹板底边缘、底梁顶部至过梁底边缘分别进行计算。

砂浆强度为依据,按照现行规范<sup>[17]</sup>附录B计算砌体的抗压强度平均值和抗剪强度平均值。试验中砌体墙的窗下墙端部设置了约束,假定弯曲破坏时的水平破坏面发生在窗下墙顶面的水平截面位置。

为表述清晰,将本文及文献[18]试件材料强度实测值及按照现行规范计算的砌体强度平均值计算结果列于表5。

表5 砌体材料强度

Table 5 Strength of masonry materials

材料强度	$f_1/\text{MPa}$	$f_2/\text{MPa}$	$f_m/\text{MPa}$	$f_{v,m} f_{tm,m}/\text{MPa}$
本文试件	25.1	14.5	7.87	0.48
文献[18]试件	15.3	13.8	6.00	0.46

注: $f_1$ 、 $f_2$ 分别为砖、砂浆的实测抗压强度平均值; $f_m$ 、 $f_{v,m}$ 、 $f_{tm,m}$ 分别为普通砖砌体轴心抗压强度平均值、抗剪强度平均值、沿通缝开裂的弯曲抗拉强度平均值。

文献[18]的砌体墙中,试件Q1两侧窗下墙不等高,其窗间墙属于矮墙,高宽比为0.5;试件Q3和Q4窗下墙端部和窗上墙端部均设置了竖向约束,扣除窗上墙和窗下墙部分的窗间墙,高宽比仅为0.27~0.33,难以发生沿窗下墙顶面位置水平截面的弯曲破坏。表4中承载力 $F_2$ ~ $F_5$ 的误差为各计算值相对于试验值 $F_1$ 的偏差,正负号表示以水平加载作动器的推出方向为正向,回拉方向为负向。

分析表4数据可知,对于试件CW1、CW2、CW3、Q1、Q3,按照转动模式下砌体墙水平承载力计算方法得到的结果 $F_2$ 与试验值 $F_1$ 偏差为-4%~19%,平均偏差约为6%,总体评价比较理想。相比之下,表4中 $F_3$ 为按照现行砌体结构设计规范计算的受剪承载力,远大于砌体墙实际所能够承受的水平荷载,与试验值偏差达到25%~96%,平均偏差约为62%。

现行砌体受剪验算不区分水平荷载作用方向,在窗间墙截面尺寸、材料强度、竖向压应力相同的条件下,受剪承载力计算结果相同,并不受墙体立面形状、窗下墙约束、水平荷载作用方向影响。以试件CW3为例,荷载向右作用时,受剪验算结果与试验值的偏差为25%,而荷载向左作用时达到了83%。

按本文算法计算时,试件Q4转动体受右侧过梁影响并不明确,破坏照片见图10(c),转动部分既不是底梁顶部至加载梁夹板底边缘部分,也不是底梁顶部至过梁底边缘部分,而是介于两者之间的一种状态。承载力计算时,转动部分高度按底梁顶部至加载梁夹板底边缘、底梁顶部至过梁底边缘分别进行计算,得到上限值为192.5 kN,下限值为138.6 kN·m,简单取两者均值165.6 kN,与试验值的偏差为4%。

分析表3中数据 $F_4$ ,以CW1为例,在窗下墙顶面位置发生弯曲破坏时,对应的受弯承载力为19.7 kN·m,反算出来的水平荷载为22.7 kN,即竖向荷载为0时,砌体墙在窗下墙顶面位置发生弯曲破坏对应的水平承载力为22.7 kN。表3中数据 $F_5$ 按照受弯破坏模式计算,受剪承载力为109.7 kN。两种算法下大部分计算值明显小于试验值,存在较大偏差。由于多层房屋底层砌体墙均承受着上部墙体传递的竖向荷载,除窗间墙自身高宽比较大的情况外,一般不会出现沿窗下墙顶面位置的弯曲破坏或该模式下的受剪破坏。

在砌体房屋抗震验算时,若仅验算“L”形窗间墙的受剪承载力,而未针对墙体的实际破坏模式进行验算,显然存在误判的可能性,增加了地震作用

下砌体结构破坏的风险。提出的水平承载力计算方法基于砌体墙实际破坏模式,较窗间墙受剪破坏有着更为明确的物理意义,具有较好的计算精度。

## 4 结论

设计了3片复杂立面双肢砌体墙进行抗震性能试验,并根据试件破坏模式提出了水平承载力计算方法,得到以下主要结论:

1)“L”形墙在弱向受力时发生了弯剪型破坏,裂缝自窗间墙与窗下墙角点处斜向下方开展,开裂至破坏全过程,砌体墙伴有明显的转动变形现象;“L”形墙在强向受力时发生了窗间墙转动或窗间墙的受剪破坏。砌体墙发生转动失效时属于延性破坏,具有较好的变形能力。

2)承受不同水平方向荷载作用时,非对称立面形状砌体墙抗震能力具有明显的方向性特征,强向受力时承载能力大于弱向。

3)双肢墙系统中各墙肢的立面形状、几何尺寸不同,会影响总体的承载能力和延性性能,系统中单个墙肢的裂缝开展规律、破坏形态以及承载力性能规律与单片墙的表现基本一致。

4)根据砌体墙的实际破坏模式,建立了非对称立面砌体墙沿节点斜裂缝转动破坏的水平承载力计算方法,其原理符合墙体的实际受力特点与破坏特征,物理意义明确。双肢墙、单片墙的试验数据与理论计算结果对比表明,承载力计算结果较为理想,具有较好的计算精度。

## 参考文献

- [1] PARISI F, AUGENTI N. Seismic capacity of irregular unreinforced masonry walls with openings [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2013, 42(1): 101-121.
- [2] 史庆轩, 易文宗. 多孔砖砌体墙片的抗震性能试验研究及抗倒塌能力分析[J]. *西安建筑科技大学学报(自然科学版)*, 2000, 32(3): 271-275.  
SHI Q X, YI W Z. Tentative studies on the aseismic behavior and investigation of collapse resistant capacity of porous masonry walls [J]. *Journal of Xi'an University of Architecture & Technology*, 2000, 32(3): 271-275. (in Chinese)
- [3] 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 C M, LUO R, CHENG S G, 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. (in Chinese)
- [4] TOMAŽEVIČ M, LUTMAN M, PETKOVIĆ L. Seismic behavior of masonry walls: Experimental simulation [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1996, 122(9): 1040-1047.
- [5] BOSILJKOV V, PAGE A W, BOKAN-BOSILJKOV V, et al. Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2010, 17(1): 100-118.
- [6] AUGENTI N, PARISI F, PROTA A, et al. In-plane lateral response of a full-scale masonry subassembly with and without an inorganic matrix-grid strengthening system [J]. *Journal of Composites for Construction*, 2011, 15(4): 578-590.
- [7] CHOUDHURY 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.
- [8] PARISI F, LIGNOLA G P, AUGENTI N, et al. Rocking response assessment of in-plane laterally-loaded masonry walls with openings [J]. *Engineering Structures*, 2013, 56: 1234-1248.
- [9] 刘岸雄, 苗启松, 李文峰, 等. 汶川地震后都江堰市砌体结构震害调查及修复建议[C]//2008年汶川地震建筑震害分析与重建研讨会论文集. 北京, 2008: 109-115.  
LIU A X, MIAO Q S, LI W F, et al. Seismic damage investigation and repair suggestion of masonry structure in Dujiangyan city after Wenchuan earthquake [C]// *Proceedings of the 2008 Seminar on Earthquake Damage Analysis and Reconstruction of Buildings for Wenchuan Earthquake*. Beijing, 2008: 109-115. (in Chinese)
- [10] 郭樟根, 孙伟民, 彭阳. 汶川地震中砌体房屋震害调查及分析[C]//2010年全国砌体结构基本理论与工程应用学术交流会论文集. 哈尔滨, 2010: 257-261.  
GUO Z G, SUN W M, PENG Y. Investigation and analysis on earthquake damage of masonry buildings in Wenchuan Earthquake [C]// *Proceedings of the 2010 National Academic Exchange Conference on Basic Theory and Engineering Application of Masonry Structure*. Harbin, 2010: 248-252. (in Chinese)
- [11] 曲哲, 钟江荣, 孙景江. 芦山7.0级地震砌体结构的震害特征[J]. *地震工程与工程振动*, 2013, 33(3): 27-35.  
QU Z, ZHONG J R, SUN J J. Seismic damage to masonry structures in M7.0 Lushan earthquake [J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2013, 33(3): 27-35. (in Chinese)
- [12] 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 M, XU F Q, ZHU Y, et al. Experimental research on seismic performance influence of masonry

- wall removed spandrel wall [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(8): 120-126. (in Chinese)
- [13] 蒋利学, 王卓琳, 张富文. 多层砌体结构的损坏程度与层间位移角限值[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(Sup2): 263-270.
- JIANG L X, WANG Z L, ZHANG F W. Damage degree and inter-story drift angle limit of multi-story masonry structures [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(Sup2): 263-270. (in Chinese)
- [14] ANDREAUS U. Failure criteria for masonry panels under in-plane loading [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(1): 37-46.
- [15] 方亮, 梁建国. 砌体墙的破坏准则及剪压复合作用下抗剪承载力[J]. 工程力学, 2012, 29(10): 263-267, 274.
- FANG L, LIANG J G. Failure criterion for masonry under combined loads and shear strength of masonry wall [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(10): 263-267, 274. (in Chinese)
- [16] MAGENES G, CALVI G M. In-plane seismic response of brick masonry walls [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1997, 26(11): 1091-1112.
- [17] 砌体结构设计规范: GB 50003—2011 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
- Code for design of masonry structures: GB 50003—2011 [S]. Beijing: China Planning Press, 2012. (in Chinese)
- [18] 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 M, LI W W, JIA Y J. Experiment on seismic performance of masonry walls with complex facade shapes [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2021, 38(5): 38-46. (in Chinese)

(编辑 胡英奎)