

文章编号: 1000-4750(2008)09-0126-08

混凝土多孔砖墙体抗震性能试验研究

*杨伟军¹, 陈利群^{1,2}, 祝晓庆¹

(1. 长沙理工大学土木与建筑学院, 湖南, 长沙 410076; 2. 湖南城市学院土木工程学院, 湖南, 益阳 410003)

摘 要: 该文对 6 片混凝土多孔砖墙体进行了低周反复荷载试验研究, 研究了不同类型混凝土多孔砖墙体在低周反复荷载作用下的变形规律、破坏形式、承载能力及抗震性能, 探讨了高宽比、构造柱和墙体开洞对墙体初裂荷载、极限荷载和变形性能方面的影响, 提出了混凝土多孔砖墙体抗剪承载力公式, 研究成果可供混凝土多孔砖砌体结构的设计与研究参考。

关键词: 砌体结构; 混凝土多孔砖; 构造柱; 抗震性能; 试验研究

中图分类号: TU398⁺.5; TU317⁺.1 **文献标识码:** A

EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC BEHAVIOR OF CONCRETE PERFORATED BRICK WALLS

*YANG Wei-jun¹, CHEN Li-qun^{1,2}, ZHU Xiao-qing¹

(1. College of Civil and Architecture, Changsha University of Science and Technology, Changsha, Hunan 410076, China;

2. Civil Engineering College, Hunan City University, Yiyang, Hunan 410003, China)

Abstract: Based on six cyclic-load tests of concrete perforated brick masonry wall, its deformation behaviors, failure types, loading capacity and seismic performance were investigated. Many factors related to the cracking load, ultimate load and deformation behaviors are studied, including high-width ratio, existing of structural concrete column and openings on the wall. The formula for shear capacity was proposed, and some valuable conclusions were drawn.

Key words: masonry structure; concrete perforated brick; structural concrete column; seismic behaviour; experimental research

混凝土多孔砖是最近出现的一种新型墙体材料, 是混凝土空心砌块的小型化产品, 具有生产工艺简单、施工方便、保温隔热性能好等特点, 全国各地正在大力推进混凝土多孔砖的使用。随着墙体改革工作的深入, 混凝土多孔砖作为一种节能、节土、利废、施工方便并且具有良好结构性能、建筑物理性能的新型产品将成为替代粘土实心砖的最具有竞争力的墙体材料^[1]。混凝土多孔砖在原材料及生产工艺上与混凝土小型空心砌块相似, 但由于两者的外形尺寸和孔型等相差较大, 从而导致力学

性能上也有较大差异, 因此如果在结构设计中直接采用一般混凝土小型空心砌块的相应性能指标显然是不适宜的。为了加快这种新型墙体材料的推广应用, 为设计、施工提供依据, 对混凝土多孔砖砌体房屋的抗震性能进行全面、系统的研究是十分必要的。

1 试件设计及试验方案

1.1 试件设计

研究表明^[2]: 影响无筋砌体抗剪强度的因素有

收稿日期: 2007-01-08; 修改日期: 2007-07-21

作者简介: *杨伟军(1962—), 男, 湖南人, 教授, 博士后, 博导, 从事结构工程研究(E-mail: mgbyrh@163.com);

陈利群(1975—), 女, 湖南人, 工程师, 硕士, 从事结构工程研究(E-mail: clqlp0923@126.com);

祝晓庆(1981—), 女, 上海人, 工程师, 硕士, 从事工程施工管理研究(E-mail: zhu810615@163.com)。

很多,主要有块材和砂浆强度、垂直压应力、高宽比以及施工质量等因素。作者前期采用不同强度砂浆和混凝土多孔砖砌筑墙片,在不同的竖向压应力作用下,对墙体进行了低周反复荷载试验^[3]。鉴于此本文则主要考虑了高宽比、构造柱和洞口三个因素对墙片抗震性能的影响^[4]。

砌筑混凝土多孔砖墙片试件按《砌体工程施工质量验收规范》(GB50203)有关要求砌筑,质量中上水平。试件在室内条件下养护 28d 后进行试验。混凝土多孔砖标号为 MU10,砂浆强度等级为 MU7.5。构造柱采用 C20 的混凝土,并在试验中竖向压应力不变,为 0.5MPa。试件情况见表 1。试件尺寸及测点布置如图 1—图 4 所示。

表 1 试件编号和类型

Table 1 The numbering and types of specimens

编号	宽度×高度 (mm×mm)	高宽比	构造柱 (mm×mm)	洞口尺寸 (mm×mm)
W-1a	1990×1100	0.553	无	无
W-1b	1990×1100	0.553	120×120	490×500
W-2a	1490×1100	0.738	无	490×500
W-2b	1490×1100	0.738	120×120	无
W-3a	1240×1100	0.887	无	无
W-3b	1240×1100	0.887	120×120	490×500

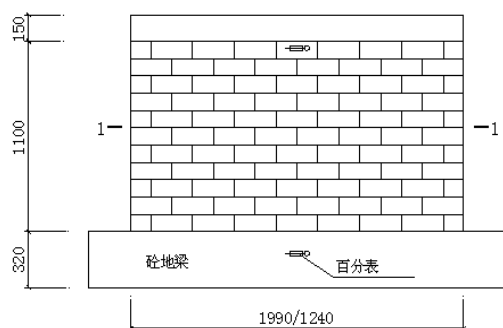


图 1 墙片 W-1a、W-3a

Fig.1 Specimen W-1a and W-3a

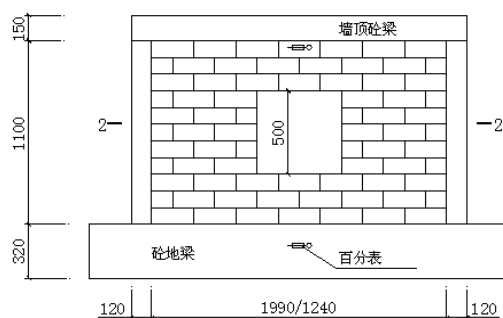


图 2 墙片 W-1b、W-3b

Fig.2 Specimen W-1b and W-3b

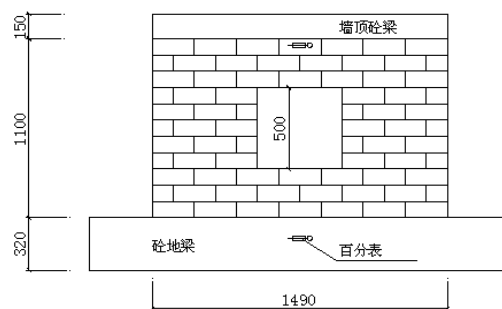


图 3 墙片 W-2a

Fig.3 Specimen W-2a

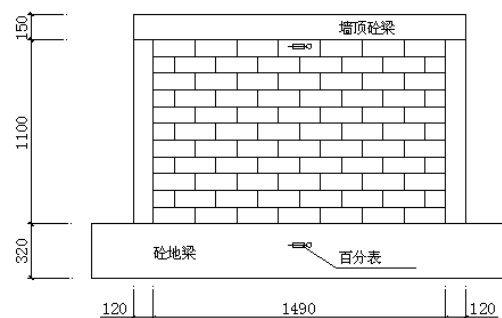


图 4 墙片 W-2b

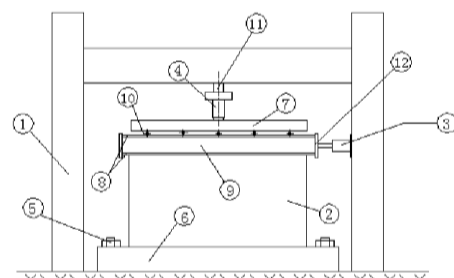
Fig.4 Specimen W-2b

1.2 测点布置

在墙片试件的最上一皮砖的中部安装一个百分表,用来测量墙顶的水平位移。在墙片地梁中部也安装一个百分表,测试件的整体水平位移,则墙体的剪切位移可通过两个水平位移百分表的读数差值来确定。构造柱内一边纵筋上中下各布置一个应变片,以测量钢筋的应变。由于试件的对称性,可只测量一边的构造柱,另外再选取几个比较点。

1.3 加载装置及试验方法

本次试验采用液压千斤顶通过分配梁来施加竖向均布荷载;采用水平助动器,通过墙片顶梁施加水平荷载,水平加载采用 50t 的助动器,如图 5 所示。



① 加载框架; ② 墙片试件; ③ 电液伺服系统助动器; ④ 千斤顶;
⑤ 地锚螺栓; ⑥ 地梁; ⑦ 分配梁; ⑧ 水平钢拉杆; ⑨ 混凝土顶梁;
⑩ 钢辊; ⑪ 力传感器; ⑫ 钢垫板

图 5 试验加载装置

Fig.5 Experimental set-up

试验加载方法按《建筑抗震试验方法规程》(JGJ101-96)。首先对墙片施加竖向荷载,并在整个试验中间保持竖向荷载不变。墙片开裂前,采用荷载控制并分级加载;接近开裂时减小级差进行加载。墙片开裂后,采用变形控制,变形值取开裂时墙体的最大位移,并以该位移值的倍数为级差进行控制加载,开裂前每级荷载反复1次,开裂后反复2次。开裂前每一循环由16个增量步组成,开裂后每一循环由16个增量步组成。水平荷载和数据采集由计算机控制完成。

具体试验步骤如下:① 竖向荷载加至最大值,稳定竖向荷载,观察所有仪表是否接触良好,检查顶梁的螺帽是否拧紧,卸载至零;② 正式开始试验,竖向荷载加至最大值,维持竖向荷载;③ 所有仪表读取初读数;④ 启动电液伺服系统,由作动头按荷载控制开始分级加载;⑤ 每级峰值荷载下读取百分表读数,直到墙体初裂并记录下此时墙体的剪切位移;⑥ 墙体开裂后,改用按位移控制加载,以初裂剪切位移为级差,加载的同时注意墙

体裂缝的开展,做好详细的记录;⑦ 在每次水平荷载达到峰值时,读取地梁上百分表数值,加载时应注意拉杆螺帽是否松懈,如是应立即拧紧;⑧ 墙体破坏后,先卸除水平荷载,再卸除竖向荷载;⑨ 试验结束。

2 试验结果及分析

2.1 试验现象和破坏形态

各试件在受力过程中均历经弹性、开裂、极限荷载和破坏四个阶段。图6为W-1b、W-3b破坏情况,试验结果见表2,各墙片破坏形态见图7—图12所示。



图6 W-1b、W-3b 墙片破坏时照片

Fig.6 Photograph of failure type of specimen W-1b, W-3b

表2 混凝土多孔砖墙体的试验结果

Table 2 Experimental results of concrete perforated brick wall

试件 编号	实测砂浆 强度/MPa	开 裂		极 限		破 坏		抗剪承载力试验 值/(10 ⁻³ kN/mm ²)	延性系数 $\mu_1 = \Delta_u / \Delta_c$
		初裂荷载 P_c /kN	初裂位移 Δ_c /mm	极限荷载 P_u /kN	极限位移 Δ_u /mm	破坏荷载 P_f /kN	破坏位移 Δ_f /mm		
W-1a	5.7	57.37	4.38	115.12	9.59	85.00	11.30	0.482	2.19
W-1b	4.81	49.95	2.63	116.86	9.32	85.49	14.40	0.437	3.54
W-2a	4.81	29.81	2.29	57.36	4.51	37.84	5.80	0.321	1.97
W-2b	4.81	49.47	2.39	119.96	6.01	86.76	11.20	0.578	2.52
W-3a	5.7	39.33	1.97	70.62	4.93	51.56	6.5	0.475	2.50
W-3b	4.81	29.48	2.14	68.32	5.91	48.35	12.65	0.385	2.77

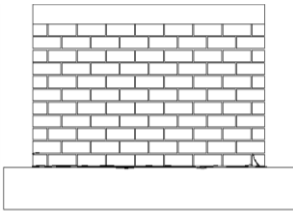


图7 W-1a 墙片破坏形态

Fig.7 Failure type of specimen W-1a

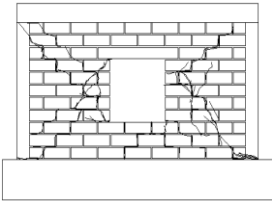


图8 W-1b 墙片破坏形态

Fig.8 Failure type of specimen W-1b

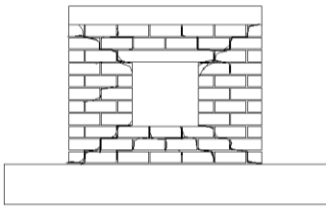


图9 W-2a 墙片破坏形态

Fig.9 Failure type of specimen W-2a

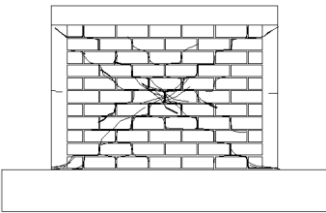


图10 W-2b 墙片破坏形态

Fig.10 Failure type of specimen W-2b

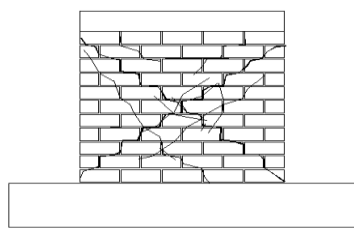


图 11 W-3a 墙片破坏形态

Fig.11 Failure type of specimen W-3a

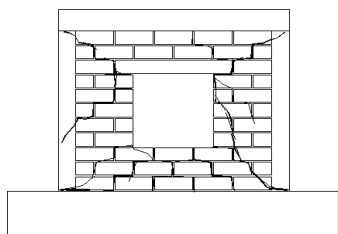


图 12 W-3b 墙片破坏形态

Fig.12 Failure type of specimen W-3b

2.1.1 构造柱无洞口的墙片 W-1a、W-3a

开裂前,墙片没有任何预兆,达到开裂荷载后沿对角线中部产生细小的不连续的阶梯形裂缝;达到极限荷载后,经过反复的几次推拉,裂缝发展成为贯通的 X 型裂缝;继续加载, X 型裂缝不断扩张,同时墙面上出现了大约成 45° 的新的角裂缝;角裂缝在反复荷载下不断的延伸变宽,两侧的三角形块体部分脱出,两侧墙角附近砌体压碎(图 11)。其中, W-1a 墙片发生了剪摩破坏(图 7)。试验加载时,在达到开裂荷载附近,首先是在第一层砖缝产生一条较长的水平裂缝,经过反复加载,最终以第一层砖缝处裂通而宣告破坏。

2.1.2 带洞口的墙片 W-1b、W-2a、W-3b

由于有洞口的削弱和边角处的应力集中,墙体的开裂荷载相对较小,在洞口两端的过梁下因为应力集中,所以加载时容易较早出现裂缝。随着荷载的增加,原有裂缝不断加宽、开展,同时新裂缝不断出现。W-1b 墙片由于洞口两侧的墙体高宽比较小,在洞口两侧的墙体上分别出现交叉斜裂缝(如图 8),在水平荷载往复作用下,洞口两侧的墙被斜裂缝分割形成三角块体,逐渐变形滑出,最后甚至脱落,洞口上面两个角出现局部剥落现象。而 W-3b 墙片洞口两侧墙体的高宽比大一些,故是在洞口上下形成“八”字形裂缝(如图 12)。从整体上看,带洞口的墙片洞口两侧墙体裂缝多而密,破坏比较严重,洞口下方墙体裂缝少。

2.1.3 有构造柱的墙片 W-1b、W-2b、W-3b

由于有构造柱的作用,所以墙体的开裂荷载一

般都较大。裂缝首先出现在墙体中部,随着荷载增加,裂缝向两边扩展,由于构造柱的存在,裂缝的延伸受到限制,中间裂缝逐渐加宽。但裂缝延伸较慢,随着水平荷载和水平位移的继续增大,墙面又派生出若干次裂缝,墙面的斜裂缝也发展到柱子的根部。到达极限荷载时,砌体上的斜裂缝与柱底的剪切斜裂缝基本贯通。构造柱中部和上部只出现少数水平裂缝。在墙片对角线交点附近以及构造柱下端,由于所受荷载较大,均有不同程度的斜压酥现象。当水平荷载较小时及墙体未出现裂缝前,墙体两端构造柱内钢筋的应变很小,基本为一侧受拉另一侧受压,但拉压应变都比较小;随着荷载的增加,墙体开裂后,柱内钢筋的应变随之增大,待斜裂缝贯通构造柱时,钢筋应变加大。

2.2 墙体的滞回曲线

墙体的滞回曲线是用来描述墙体在反复荷载下的弹性、非弹性性质和恢复力特性的曲线,也可作为抗震性能指标计算的依据。

从图 13—图 18 中各墙体的滞回曲线可以看出如下特点: 1) 墙体在开裂前,侧向位移很小,滞回曲线接近于直线,滞回面积很小,残余变形很小,墙体接近于弹性工作状态; 2) 墙体初裂以后,砌体位移逐渐增大,滞回环有捏拢现象,滞回面积逐渐增加,表明墙体有明显的刚度退化,墙体处于弹塑性工作阶段状态; 3) 到达极限荷载以后,滞回面积继续增大,滞回曲线由梭形过渡到略呈反 S 形,表明墙体所能承受的荷载下降,卸载后残余变形加大,直至破坏; 4) 设置构造柱的墙片,开裂后,经

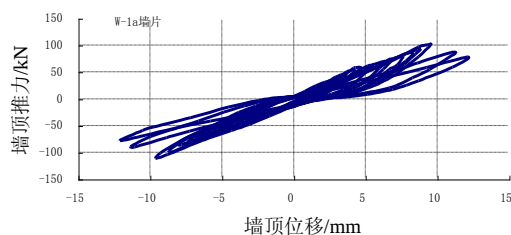


图 13 墙片 W-1a 荷载-位移滞回曲线

Fig.13 Hysteresis loops of specimen W-1a

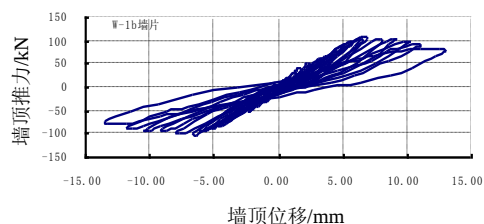


图 14 墙片 W-1b 荷载-位移滞回曲线

Fig.14 Hysteresis loops of specimen W-1b

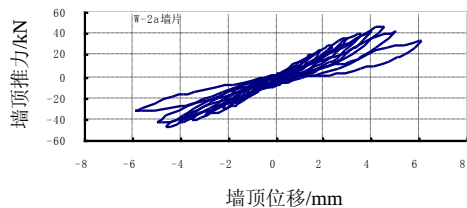


图 15 墙片 W-2a 荷载-位移滞回曲线

Fig.15 Hysteresis loops of specimen W-2a

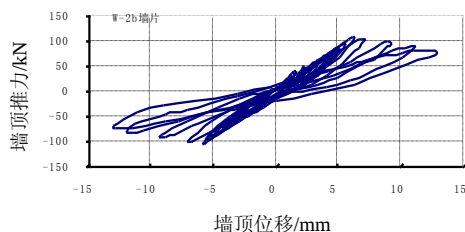


图 16 墙片 W-2b 荷载-位移滞回曲线

Fig.16 Hysteresis loops of specimen W-2b

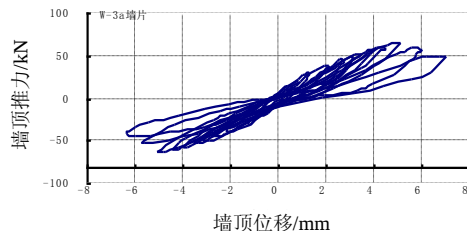


图 17 墙片 W-3a 荷载-位移滞回曲线

Fig.17 Hysteresis loops of specimen W-3a

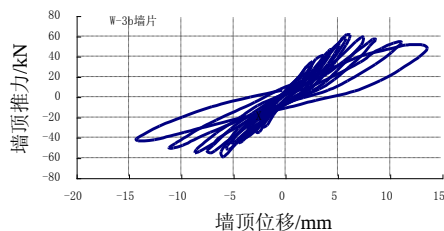


图 18 墙片 W-3b 荷载-位移滞回曲线

Fig.18 Hysteresis loops of specimen W-3b

多次反复递增加载,才达到极限荷载。在经历较大位移且荷载下降较多后,由于受到构造柱的约束作用,仍能保持稳定的滞回环,卸载后的残余变形也较小,反映出良好的恢复力特性。

2.3 墙体的侧向承载力、变形能力和延性的比较分析

由表 2 中抗侧承载力和变形能力试验结果可见,构造柱能明显地提高墙体在水平反复荷载作用下的侧向承载力和变形能力。W-3b 墙体与 W-2a 墙体相比,后者的极限承载力是前者的 1.19 倍,后者的延性系数是前者的 1.41 倍。洞口对抗侧承载力削弱作用比较显著,它使墙体开裂较早,极限承载力

降低较多。如 W-3a 墙片和 W-2a 墙片,由于有洞口的存在,故 W-3a 墙片比 W-2a 墙片的开裂荷载以及极限荷载都要高 1.23 倍以上。Gouda Ghanem^[5-6]利用非线性有限元法研究了洞口位置及其大小对配筋砌体剪力墙的破坏形式、刚度、极限强度的影响,结果表明:墙体承载力和刚度会随着洞口尺寸的增大而降低,降低速率取决于窗洞的位置;洞口开在中部或顶部的墙呈剪切破坏,洞口开在底部则呈弯曲型破坏。门窗洞口的存在虽对试件承载力有一定的削弱,但对延性和耗能能力则有一定的提高^[7]。

在其他参数相同的情况下,高宽比越小的墙片水平承载力越大,但延性更差些,如 W-1a 墙片以及 W-3a 墙片,高宽比越大的墙片其开裂荷载越小,其延性相对而言越大,高宽比越小的墙片其开裂荷载越大,延性相对越小。正如文献[8]中收集的资料表明:墙体的高宽比对抗剪强度有很大的影响,这种影响主要反映在不同的应力状态和破坏状态。高宽比较小的墙体趋向于剪压、剪摩破坏,高宽比较大的墙体趋向于弯曲破坏。

2.4 骨架曲线归一化

滞回环峰值包络线即为骨架曲线,表示了循环荷载一周耗散的能量。试验墙体的荷载-位移骨架曲线,描述了墙体“开裂-极限-破坏”过程的刚度变化特征。本文以三折线恢复力特征模型表示骨架曲线,折线的拐点是墙体的开裂、极限和破坏转折点,三段直线分别表示弹性阶段、弹塑性阶段、下降阶段,并采用 P/P_u 和 Δ/Δ_u 进行归一化。

各墙片的骨架曲线见图 19。从骨架曲线中可以看出,高宽比较大的墙片和没有设构造柱的墙片的 P_c/P_u 的比值较大,说明这种墙体发生剪切破坏时这种墙片的强度储备能力较差。设有构造柱的墙片的 Δ/Δ_u 大于没有设构造柱的墙片的 Δ/Δ_u ,证明构

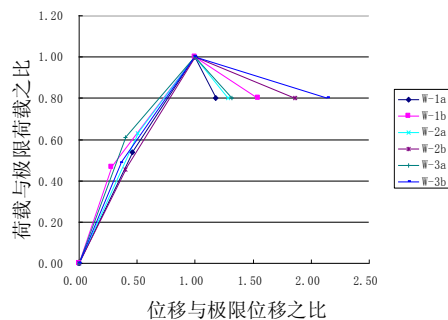


图 19 骨架曲线

Fig.19 Skeleton curves of specimen

造柱能提高墙体的延性, 而且在超过极限荷载后, 设有构造柱的墙片变形能力较大, 下降段较平缓, 斜率小, 具有良好的抗倒塌性能。

2.5 刚度退化

定义每次循环顶点的割线刚度为等效刚度 K , 即:

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

式中: P_i 为第 i 次水平荷载值; $-P_i$ 为第 i 次反向水平荷载值; Δ_i 为 P_i 时的位移值; $-\Delta_i$ 为 $-P_i$ 时的位移值。

开裂前取荷载的峰值和相应的位移值, 开裂后取位移的峰值和相应的荷载值。各墙片的刚度退化

曲线如图 20 所示。刚度随位移增加而减小, 这种现象称为骨架曲线刚度退化。试件在开裂以前, 试件刚度基本接近于 K_c , 开裂后, 刚度随位移增大下降很快, 此时墙体刚度退化的原因是反复循环荷载作用下裂缝的开闭和开展范围的扩展, 造成墙体抗侧力机制的综合恶化。由图 20 可知, 墙片的刚度退化趋势大体一致, 随变形的增加而逐渐降低。墙体开裂后刚度退化较快, 变形增幅加大; 随着荷载增加, 刚度退化加快, 墙面上出现大裂缝之前, 墙片的刚度已有较大的降低。随着墙体的破坏程度逐渐加重, 承载力下降逐渐加快, 直到试验加载进行不下去为止。

表 3 墙体的变形能、能量损耗、等效粘滞阻尼比

Table 3 The deformation energy, energy dissipation and, equivalent viscous damping ratio of specimens

试件 编号	开裂荷载			极限荷载			破坏荷载		
	$E/(kN \cdot mm)$	E_d	$\xi_{eq}/(\%)$	$E/(kN \cdot mm)$	E_d	$\xi_{eq}/(\%)$	$E/(kN \cdot mm)$	E_d	$\xi_{eq}/(\%)$
W-1a	125.64	0.30	5.38	551.90	0.37	5.83	715.42	0.38	6.03
W-1b	65.68	0.39	6.16	590.25	0.45	5.76	1078.84	0.60	9.62
W-2a	34.13	0.38	4.98	119.72	0.35	5.50	174.64	0.45	7.17
W-2b	59.12	0.35	5.13	344.95	0.41	6.94	851.52	0.55	8.79
W-3a	38.74	0.33	5.84	192.33	0.45	6.61	283.4	0.53	8.48
W-3b	31.54	0.47	4.50	201.04	0.37	5.85	567.67	0.61	9.70

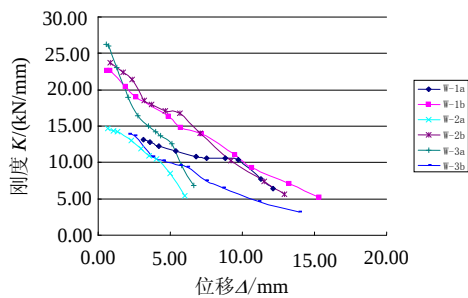


图 20 墙体刚度退化曲线

Fig.20 Stiffness degeneration of specimens

2.6 变形能、能力损耗及阻尼特性

墙体变形能 E 值即骨架曲线在各个受力阶段所包络的面积, 它综合反应了墙体的承载能力和墙体的变形能力。滞回环面积的大小反映了墙体的耗能能力, 能量耗能 E_d 按滞回环面积 A_{hys} 与相应的“侧力-位移”面积 A_{inp} 之比来确定, 即:

$$E_d = \frac{E_{hys}}{E_{inp}} = \frac{A_{hys}}{A_{inp}} \quad (2)$$

式中: E_{hys} 为该循环消耗的能量; E_{inp} 为该循环所输

入的总能量。

结构在非弹性域内受到荷载反复作用时产生滞变阻尼, 它不受结构速度影响, 但却随着位移增大而增大。对伴随非弹性域内滞变回路而产生的这种阻尼进行分析, 是相当复杂的, Jacobsen 首先提出了用等效粘滞阻尼代替滞变阻尼的概念^[9]。墙体的等效粘滞阻尼比为:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{hys}}{A_{inp}} \quad (3)$$

根据滞回曲线, 分别计算墙体在初裂荷载、极限荷载和破坏荷载时的变形能、能量损耗、等效粘滞阻尼比列于表 3 中。随着变形的增加, 墙体的变形能 E 、能量损耗 E_d 以及等效粘滞阻尼比 ξ_{eq} 均随之增加, 这是因为随着荷载的张开、闭合以及被裂缝分开的几部分墙体之间相互摩擦要耗散大量的能量。开裂荷载时, 墙体的等效粘滞阻尼比 ξ_{eq} 平均为 5.33%, 极限荷载时为 6.08%, 破坏荷载时为 8.30%, 墙体从开裂到破坏, ξ_{eq} 提高了 1.56 倍。说

明随着墙体变形的增加，墙体阻尼比越大，其吸收能量的能力越强。高宽比增大，承载力减小，墙体的变形能 E 减少，这是因为高宽比越大的墙片其变形也小，故循环所需总能量也较少；有构造柱的墙片所能承受的承载力较大些，所以它的变形能 E 较大；而有洞口的墙片所能承受的承载力小些，它的变形能 E 相对小些。

2.7 抗剪承载力公式的建立

为了建立混凝土多孔砖砌体的抗剪承载力计算公式，本文依据以下几个原则： 1) 混凝土多孔砖砌体的极限承载力等于无筋砌体与构造柱所承受的剪力之和； 2) 试验时，当砌体达到极限承载力时，构造柱内的钢筋受力还比较小，所以在公式中没有考虑构造柱内钢筋的作用； 3) 墙体高宽比的影响采用文献[10]中统计回归出来的高宽比系数。基于以上原则和作者本文及前期的试验，混凝土多孔砖砌体抗剪承载力可用下式计算：

$$V \leq \varphi_m (\eta_c f_{VE} (A - A_c) + 0.12N + \xi f_t A_c),$$

表 4 混凝土多孔砖砌体承载力试验值与计算值比较

Table 4 Comparison of experimental results and calculation results of concrete perforated brick wall

试件 编号	高宽比	φ_m	f_{VE} /MPa	A /mm ²	N /kN	$V_{\text{计算}}$ /kN	$V_{\text{试验}}$ /kN	$V_{\text{试验}}/V_{\text{计算}}$
W-1a	0.553	1.340	0.194	238800	119.4	81.162	115.12	1.418
W-1b	0.553	1.340	0.17	208800	103.8	82.247	116.86	1.421
W-2a	0.738	1.254	0.178	120000	59.4	38.035	57.36	1.508
W-2b	0.738	1.254	0.178	207600	103.8	78.239	119.96	1.533
W-3a	0.887	1.200	0.194	148800	74.4	44.871	70.62	1.574
W-3b	0.887	1.200	0.178	118800	58.8	43.129	68.32	1.559

3 结论

本文对混凝土多孔砖墙片进行了低周反复荷载试验研究，得到以下结论：

(1) 不同高宽比的混凝土多孔砖墙片其水平承载力和延性不同。高宽比越小的其水平承载力越大，其延性反而越差。

(2) 洞口对混凝土多孔砖墙片的水平承载力削弱作用比较显著，它使墙体开裂的较早，墙片的极限承载力也降低较多。

(3) 构造柱能明显地提高墙体在水平反复荷载作用下的侧向承载力和变形能力。设置构造柱的墙片其开裂荷载及极限荷载都有很大程度提高，而且延性也好许多。

(4) 开裂荷载时，混凝土多孔砖墙体的等效粘

$$\varphi_m = 0.96 - 0.68 \lg(H/2B) \tag{4}$$

式中： V 为考虑地震作用组合的墙体剪力值； φ_m 为高宽比影响系数； η_c 为墙体约束修正系数；一般情况下取 1.0，构造柱间距不大于 2.8m 时取 1.1。 f_{VE} 为砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度值； A 为墙体横截面面积，多孔砖取毛截面面积，有洞口时要去除洞口横截面面积； A_c 为中部构造柱的横截面面积(对横墙和内纵墙， $A_c > 0.15A$ 时，取 0.15A；对外纵墙， $A_c > 0.15A$ 时，取 0.2A)； N 为竖向压力，参照钢筋混凝土高层规程， $N \geq 0.2fA$ ， f 为砌体抗压强度； f_t 为中部构造柱的混凝土抗拉强度值； ξ 为中部构造柱参与工作系数，居中设一根时取 0.5，多于一根时取 0.4； H 为混凝土多孔砖墙体高度； B 为混凝土多孔砖墙体宽度；按式(4)得出的计算值 $V_{\text{计算}}$ 与试验值 $V_{\text{试验}}$ 的比较见表 4，试验值与计算值的平均比值为 1.502。

滞阻尼比 ξ_{eq} 平均为 5.32%，极限荷载时为 6.07%，破坏荷载时为 8.37%，墙体从开裂到破坏， ξ_{eq} 提高了 1.56 倍。

(5) 根据作者本文及前期的试验，本文得到了混凝土多孔砖砌体的抗剪承载力公式，式中考虑了砂浆、正压应力、高宽比、构造柱和洞口等影响因素。将计算结果与试验结果比较，吻合较好。

(6) 试验时，当砌体达到极限承载力时，构造柱内的钢筋受力较小，构造柱内的箍筋受力更小，故未考虑构造柱内的箍筋受力的影响，本次试验中构造柱内箍筋应变未做量测。

参考文献：

[1] 杨伟军. 混凝土空心砖砌体房屋[M]. 长沙: 中南大学出版社, 2004.

- Yang Weijun. Concrete hollow brick masonry buildings [M]. Changsha: Central South University Press, 2004. (in Chinese)
- [2] 施楚贤. 砌体结构理论与设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- Shi Chuxian. The theory and design of masonry structure [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2003. (in Chinese)
- [3] Yang Weijun, Liu Chengwei, Yin Mingjuan. Experimental research on seismic behavior of concrete brick [C]// Niu Ditao, Ru Jiping. The 8th International Symposium on Structural Engineering for Young Experts. Beijing: Science Press, 2004: 1011—1016.
- [4] 祝晓庆. 混凝土多孔砖墙体抗震性能试验研究及非线性有限元分析[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2005.
- Zhu Xiaoqing. Study on seismic behavior of concrete perforated brick masonry and nonlinear finite element analysis [D]. Changsha: Changsha University of Science and Technology, 2005. (in Chinese)
- [5] 刘桂秋. 砌体结构基本受力性能的研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2005.
- Liu Guiqiu. The research on the basic mechanical behavior of masonry structure [D]. Changsha: Hunan University, 2005. (in Chinese)
- [6] Gouda Ghanem. Effect of openings on the behavior of reinforced masonry shear walls using nonlinear finite element analysis [C]// Proceedings of the 7th Canadian Masonry Symposium. McMaster University, Hamilton, Ontario, 1995: 263—273.
- [7] 王曙光, 蓝宗建. 劲性钢筋混凝土开洞低剪力墙拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(1): 85—90.
- Wang Shuguang, Lan Zongjian. Experimental research on seismic capability of steel reinforced concrete low shear wall with opening [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(1): 85—90. (in Chinese)
- [8] 朱伯龙. 砌体结构设计原理[M]. 上海: 同济大学出版社, 1991.
- Zhu Bolong. The design principle of masonry structure [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1991. (in Chinese)
- [9] 成源华, 朱君道. 房屋抗震设计[M]. 上海: 同济大学出版社, 1991.
- Cheng Yuanhua, Zhu Jundao. Building aseismatic design [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1991. (in Chinese)
- [10] 周炳章, 夏敬谦. 水平配筋砖砌体抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 1991, 12(4): 31—43.
- Zhou Bingzhang, Xia Jingqian. Study on seismic behavior of horizontal steel-brick masonry wall [J]. Journal of Building Structures, 1991, 12(4): 31—43. (in Chinese)