

多参数影响下的砌体墙体抗震性能分析*

张望喜[†], 岳风华, 刘杰, 段连蕊, 王雄

(1. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082;

2. 湖南大学 工程结构损伤诊断湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410082)

摘要:基于 ABAQUS 对砌体墙体建立了有限元模型, 通过与试验墙体的对比, 验证了所建数值分析模型的适用性; 在此基础上, 利用所建模型分别研究了构造柱、开洞情况、竖向压应力以及砂浆强度等因素对砌体墙体抗震性能的影响, 并建立了 2 个层数不同的砌体结构算例, 以研究结构高度对其抗震性能的影响. 结果表明: 构造柱能够提高砌体墙体的承载力和抗震性能; 砌体墙体开洞会导致其承载力和抗震性能降低; 砌体墙体的位移延性比随竖向压应力的增大而减小, 但其承载力随竖向压应力的增大先增大后减小; 砌体墙体的承载力和抗震性能随砂浆强度等级的提高而增大; 砌体结构的结构高度越高, 结构底层的受拉损伤越严重.

关键词:砌体结构; 有限元分析; ABAQUS; 抗震性能; 多参数

中图分类号: TU362

文献标志码: A

Analysis on Seismic Performance of Masonry Walls under Multiple Influence Parameters

ZHANG Wangxi[†], YUE Fenghua, LIU Jie, DUAN Lianrui, WANG Xiong

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. Key Laboratory on Diagnosis for Engineering Structures of Hunan Province, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The numerical analysis results from the finite element models through the software of ABAQUS were compared with the experimental results to verify the accuracy of finite element parameters. Tie columns, opening, vertical pressure and strength of mortar were considered to study the seismic performance of masonry walls by using the validated finite element models. Two masonry structure models with different layers were established to study the influence of structure height on the seismic performance. The results show that tie columns can improve the bearing capacity and seismic performance of the masonry wall, and the opening hole of the masonry wall reduces the bearing capacity and seismic performance of the masonry wall. The displacement ductility of the masonry wall decreases with the increase of vertical compressive stress. However, the bearing capacity of the masonry wall increases at first and then decreases with the increase of vertical compressive stress. The bearing capacity and seismic performance of the masonry wall increases with the increase of mortar strength grade, and the higher masonry structure results in more serious tensile damage.

* 收稿日期: 2016-01-31

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51578228), National Natural Science Foundation of China(51578228); 国家重点研发计划专项资助项目(2016YFC0701400), National Key Research and Development Program of China(2016YFC0701400)

作者简介: 张望喜(1971-), 男, 湖北黄冈人, 湖南大学副教授, 博士

[†] 通讯联系人, E-mail: wxizhang2000@hnu.edu.cn

Key words: masonry structure; finite element analysis; ABAQUS; seismic performance; multiple parameters

国内外对砌体墙体的试验和理论研究已取得丰硕成果. 1987年, 陈行之等^[1]基于对34个受复合作用试件的试验结果的理论分析, 为水平灰缝网状配筋砖砌体的抗剪强度提出了一个有限元计算方法和一个实用计算方法. 2008年, Bekloo等^[2]运用ABAQUS显式分析对砌体结构非线性分析方法进行了研究, 对破坏准则进行了探讨. 2010年, 郑妮娜^[3]进行了现浇构造柱约束墙体、无约束墙体等11个试件的低周反复加载试验. 2014年, Quiroz等^[4]进行了4片带约束砌体墙的足尺实验, 通过改变圈梁和构造柱的配筋率研究了砌体墙在反复荷载作用下的承载力、侧向刚度、耗能能力以及等效黏性阻尼. 2014年, 黄靛等^[5]、吴方伯等^[6]通过新型混凝土横孔空心砌块及砌体的受压试验, 提出了该砌块砌体的轴心抗压强度平均值建议计算公式.

在相近的外界条件下, 房屋破坏和倒塌的根本原因在于结构的抗震性能, 外界条件不可改变, 但建筑设计是人为的^[7], 因此可以通过优化结构设计来保证结构的抗震性能. 影响砌体墙体抗震性能的因素有很多, 本文从结构设计角度出发, 运用有限元软件ABAQUS, 分别考虑了构造柱、开洞情况、竖向压应力以及砂浆强度这几个主要因素对砌体墙体抗震性能的影响, 为砌体结构抗震设计提供参考.

1 墙体的数值模拟和试验验证

1.1 试验简介及模型的建立

选取文献[3]中的墙体W-1和BCW-2为分析对象, 墙体的构造及布置情况和尺寸如图1所示. 墙厚均为240 mm; 圈梁的截面尺寸为240 mm×120 mm, 构造柱的截面尺寸为240 mm×240 mm; 圈梁、构造柱的纵筋为4φ10; 圈梁、构造柱的箍筋分别为φ6@250和φ6@200/100; 墙体W-1和BCW-2的竖向应力 σ_0 均为0.5 MPa, 砂浆强度分别为2.8 MPa和3.4 MPa; 混凝土强度为16.8 MPa. 试验加载按力和位移混合控制的方案进行, 在试件开裂以前以力控制加载, 在试件开裂并且加载曲线发生明显弯曲后改用位移加载控制.

采用ABAQUS中的实体单元模拟构造柱, 对

于有限元模型的砌体和混凝土部分, 使用C3D8R单元, 钢筋采用T3D2单元并嵌入(Embed)到构造柱混凝土实体中, 选择单元划分的控制系数为60 mm, 砌体和混凝土的质量密度分别取2 000 kg/m³和2 500 kg/m³; 在墙体模型的顶点位置施加位移分析步, 位移大小控制为等间隔变化, 以0.5 mm的增量施加, 最大位移10 mm.

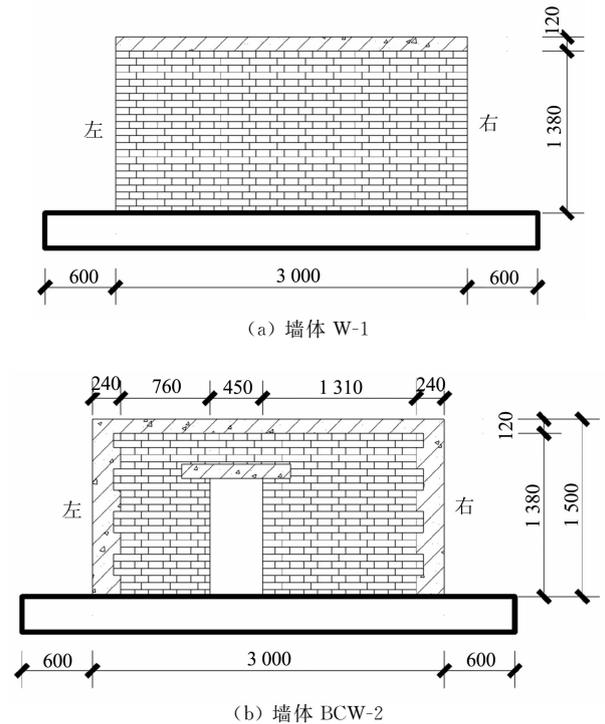


图1 试验墙体示意图
Fig. 1 The diagram of test walls

1.2 材料的本构关系和破坏准则

本文采用混凝土损伤塑性模型来建立砌体材料和混凝土材料的本构关系, 在ABAQUS有限元分析中, 混凝土损伤塑性模型采用的是双参数DP破坏准则. 混凝土材料受压(拉)本构模型选用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[8]附录C. 2. 4 (C. 2. 3)中的混凝土单轴受压(拉)应力-应变曲线. 砌体材料受压本构模型选用杨卫忠^[9]提出的单轴受压损伤应力-应变曲线; 砌体材料受拉本构模型参照文献[3]选用. 本文把钢筋看作一种理想的弹塑性材料来输入其本构模型, 不考虑其硬化强度.

1.3 数值模拟值与试验值对比

有限元模拟结果与试验结果的对比见表 1, 其中: P_{cr} , Δ_{cr} 分别代表开裂荷载及其对应的位移; P_u , Δ_u 分别代表极限荷载及其对应的位移; P_f , Δ_f 分别代表破坏荷载及其对应的位移. 从表 1 可以看出: 开裂荷载的模拟值与试验值误差较大; 但从极限荷载和极限荷载对应位移来看, 极限荷载模拟值与试验值吻合得很好, 而对于位移来说, 考虑到砌体材料、试验结果离散性较大, 模拟结果尚可接受. 墙体 W-1 和墙体 BCW-2 的荷载-位移曲线和刚度退化曲线如图 2 及图 3 所示. 从图 2 可以看出: 采用 ABAQUS 模拟得到的墙体荷载-位移曲线与试验得到的荷载-位移曲线在上升段吻合较好; 模拟值的极限荷载比试验值的极限荷载出现的时间稍晚; 对于荷载-位移曲线下降段而言, 模拟值与试验值的下降趋势一致, 模拟的可信度较高.

表 1 数值模拟值与试验值对比

Tab. 1 The contrast of numerical simulation and test

墙体编号		开裂		极限		破坏	
		P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm
W-1	试验	140	0.69	264	2.5	227	7.23
	计算	164	0.84	257	2.82	218	9.38
BCW-2	试验	200	0.54	280	2.14	236	6.70
	计算	231	0.71	269	2.51	229	8.39

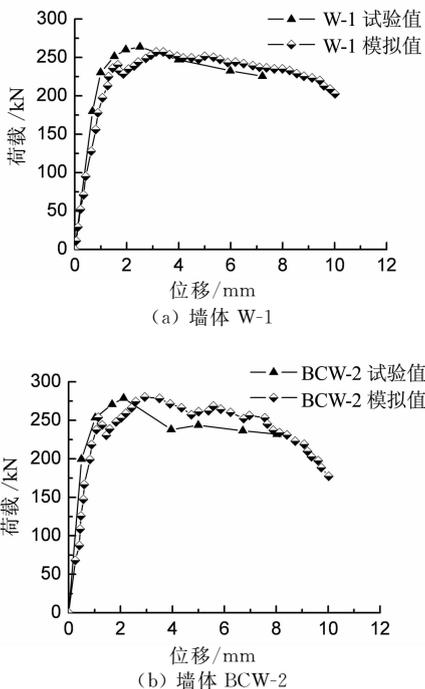


图 2 墙体荷载-位移曲线

Fig. 2 Load-deformation curve of walls

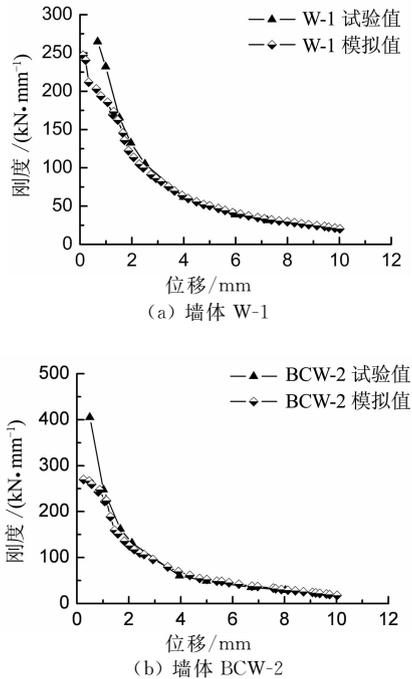


图 3 墙体刚度退化曲线

Fig. 3 Stiffness degradation curve of walls

2 砌体墙体抗震性能研究

通过 ABAQUS 建立起 16 片砌体墙体的有限元模型, 主要从极限承载力、刚度退化和位移延性比三个方面对砌体墙体的抗震性能展开分析. 墙体模型总长 3 900 mm, 全高 2 800 mm, 圈梁高 180 mm, 窗台高 900 mm, 其余布置参照图 1. wa 组墙体无构造柱, 除开洞情况不一样外, 其余均相同; wb 组墙体在 wa 组墙体的基础上增加了构造柱; 通过 wa 组墙体和 wb 组墙体的组内和相互对比, 研究开洞情况和构造柱对砌体墙体抗震性能的影响. 然后以 wa-4 墙体和 wb-4 墙体为基础, 增加了 wc 组墙体和 wd 组墙体, 通过相应对比研究砂浆强度和竖向压应力对砌体墙体抗震性能的影响. 各墙体模型编号、材料参数等基本信息见表 2, 表 3 列出了圈梁、构造柱以及过梁的参数信息. 在 ABAQUS 中, 用 Tie 约束实现构造柱与墙体之间连接的合理模拟. 模型加载采用位移加载控制, 在墙体顶点位置施加位移荷载时, 位移加载等间隔且控制为 0.5 mm 的增量, 加载终点的位移为 16 mm. 在对墙体的有限元模拟中, 荷载-位移曲线的终点一般是计算不收敛点, 或是计算仍可继续, 荷载下降到极限荷载 85% 时对应的点.

表 2 墙体基本参数信息
Tab. 2 The basic information of model walls

墙体编号	构造柱设置与连接	开洞尺寸/mm	门(窗)洞位置	砂浆强度 /MPa	竖向压应力 /MPa
wa-1	无	无	—	M5	0.6
wa-2	无	门洞(900×1 500)	门洞至左边缘 1 000 mm	M5	0.6
wa-3	无	门洞(900×1 500)+窗洞(750×900)	门(窗)洞至左(右)边缘 1 000 mm(600 mm)	M5	0.6
wa-4	无	窗洞(750×900)×2	洞口至左(右)边缘 600 mm(1 000 mm)	M5	0.6
wb-1	Tie	无	—	M5	0.6
wb-2	Tie	门洞(900×1 500)	同 wa-2	M5	0.6
wb-3	Tie	门洞(900×1500)+窗洞(750×900)	同 wa-3	M5	0.6
wb-4	Tie	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M5	0.6
wc-1	无	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M2.5	0.6
wc-2	无	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M10	0.6
wc-3	Tie	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M2.5	0.6
wc-4	Tie	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M10	0.6
wd-1	无	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M5	0.2
wd-2	无	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M5	1.0
wd-3	Tie	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M5	0.2
wd-4	Tie	窗洞(750×900)×2	同 wa-4	M5	1.0

表 3 圈梁、构造柱及过梁信息

Tab. 3 The parameter information of ring beam, constructional column and lintel

构件名	尺寸/(mm×mm)	混凝土强度等级	纵筋	箍筋	混凝土密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	钢筋密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	砌体密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)
构造柱	240×240			$\phi 6@150$			
圈梁	240×180	C20	4 $\phi 12$	$\phi 6@200$	2 400	7 800	1 500
过梁	240×180			$\phi 6@150$			

2.1 构造柱对砌体墙体抗震性能的影响

2.1.1 构造柱对未开洞砌体墙体抗震性能的影响

表 4 表明:墙体 wb-1 的开裂荷载、极限荷载以及位移延性比(Δ_f/Δ_u)分别较墙体 wa-1 提高了 50%,23%和 41%。由图 4 可看出:设置构造柱后的墙体,在受力超过极限荷载后,荷载-位移曲线的下降段较无构造柱墙体平缓;构造柱的设置对墙体的初始刚度有一定影响,但对刚度最终值影响不大。

表 4 未开洞带构造柱墙体模拟结果

Tab. 4 The results of numerical analysis of walls with constructional column without opening

墙体编号	开裂		极限		破坏		Δ_f / Δ_u
	P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm	
wa-1	228	1.33	364	3.28	273	9.13	2.78
wb-1	341	1.64	448	2.53	336	9.88	3.91

2.1.2 构造柱对开洞砌体墙体抗震性能的影响

表 5 表明:墙体 wb-4 的开裂荷载、极限荷载以及位移延性比分别较墙体 wa-4 提高了 18%,21%和 86%。由图 5 可以看出:在荷载-位移曲线下降段,有构造柱墙体的下降段较无构造柱墙体平缓;墙体的初始刚度受构造柱的影响不大,但从墙体刚度

的退化趋势来看,设置构造柱的墙体较无构造柱墙体平缓。

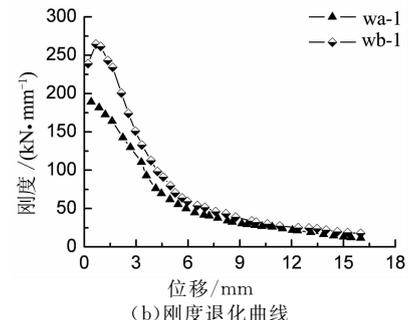
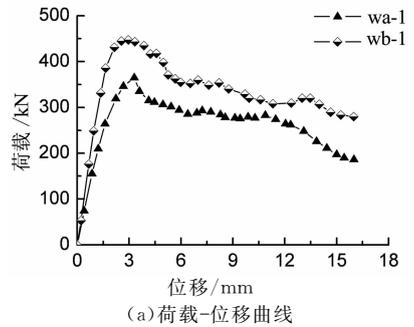


图 4 未开洞带构造柱墙体荷载-位移曲线和刚度退化曲线

Fig. 4 Load-deformation curve and stiffness degradation curve of walls with constructional column without opening

表 5 开洞带构造柱墙体模拟结果
Tab. 5 The results of numerical analysis of walls with constructional column and opening

墙体编号	开裂		极限		破坏		Δ_f / Δ_u
	P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm	
wa-4	89	0.96	163	2.92	122	4.30	1.47
wb-4	105	1.07	197	3.01	148	8.25	2.74

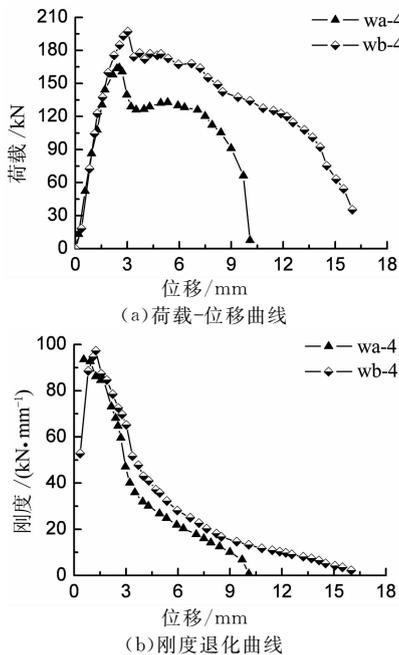


图 5 开洞带构造柱墙体荷载-位移曲线和刚度退化曲线
Fig. 5 Load-deformation curve and stiffness degradation curve of walls constructional column and opening

以上分析说明:砌体墙体特别是开洞砌体墙体延性差的弱点可以通过设置构造柱得到改善.从墙体开裂到墙体达到极限荷载的过程中,尽管墙体裂缝不断发展,但得益于构造柱的约束作用,墙体仍处于比较稳定的受力状态;从墙体达到极限荷载到墙体破坏的过程中,构造柱也能很好地约束已破坏的块体,使破碎墙体仍可继续工作,直到构造柱屈服,失去对墙体的约束能力.因此,砌体墙体通过设置构造柱可以提高其承载力和延性,从而增强砌体结构的整体抗震性能.

2.2 开洞对砌体墙体抗震性能的影响

2.2.1 开洞对无构造柱砌体墙体抗震性能的影响

表 6 表明:与墙体 wa-1 相比较,墙体 wa-2,墙体 wa-3 以及墙体 wa-4 的开裂荷载分别减小了 32%,78% 和 61%;极限荷载分别减小了 33%,66%和 55%;位移延性比分别较减小了 14%,31%和 13%.由图 6 可以看

出:墙体开洞显著降低了砌体墙体的承载力和刚度,且开洞率越大下降越显著;荷载-位移曲线与横坐标轴所围面积随开洞率的增大而减小.

表 6 不同开洞无构造柱墙体模拟结果
Tab. 6 The results of numerical analysis of walls without constructional column with different opening

墙体编号	开裂		极限		破坏		Δ_f / Δ_u
	P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm	
wa-1	228	1.33	364	3.28	273	9.13	2.78
wa-2	154	1.11	245	2.59	184	6.21	2.40
wa-3	51	0.81	124	2.38	83	4.59	1.93
wa-4	89	0.96	163	2.92	122	7.08	2.42

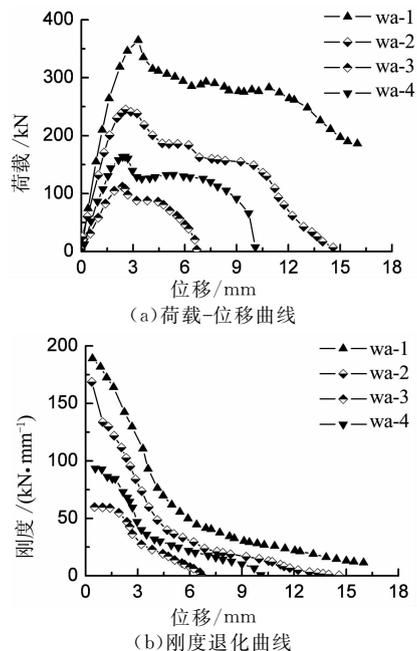


图 6 不同开洞无构造柱墙体荷载-位移曲线和刚度退化曲线

Fig. 6 Load-deformation curve and stiffness degradation curve of walls without constructional column with different opening

2.2.2 开洞对有构造柱砌体墙体抗震性能的影响

表 7 表明:与墙体 wb-1 相比较,墙体 wb-2,墙体 wb-3 以及墙体 wb-4 的开裂荷载分别减小了 63%,83%和 69%;;极限荷载分别减小了 40%,66%和 56%;位移延性比分别减小了 36%,53%和 25%.

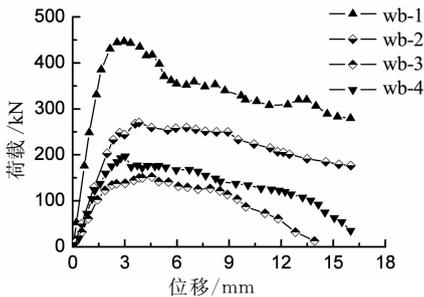
由图 7 可以看出:墙体的承载力和刚度,随开洞率的增大而降低;荷载-位移曲线与横坐标轴所围的面积随墙体开洞率的增大而减小.从墙体破坏情况的角度来看,墙体开洞后,洞口四周尤其是角落部位成为薄弱区,应力易在此处集中,从而导致这部分区域的墙体开裂过早,降低了墙体的承载力及刚度;此外,墙体边缘也是结构受力的薄弱部分,通过设置构

造柱可以抵抗侧向力对墙体边缘造成的破坏,在一定程度上增强了砌体结构的抗侧刚度^[10].

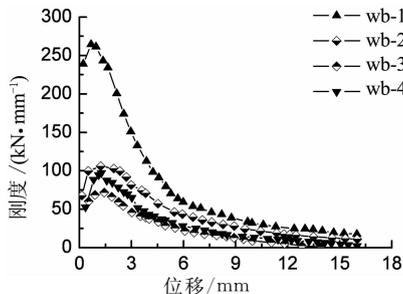
表 7 不同开洞有构造柱墙体模拟结果

Tab.7 The results of numerical analysis of walls with constructional column and different opening

墙体编号	开裂		极限		破坏		Δ_f / Δ_u
	P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm	
wb-1	341	1.64	448	2.53	336	9.88	3.91
wb-2	127	1.01	270	3.85	203	9.62	2.50
wb-3	58	0.76	152	4.54	114	8.25	1.82
wb-4	105	1.07	197	3.01	148	8.89	2.95



(a) 荷载-位移曲线



(b) 刚度退化曲线

图 7 不同开洞有构造柱墙体荷载-位移曲线和刚度退化曲线

Fig.7 Load-deformation curve and stiffness degradation curve of walls with constructional column and different opening

以上分析说明:砌体墙体开洞会导致其承载力下降,尤其在大开洞情况下对结构抗震非常不利.因此,在常规设计中,对承重墙应尽量做到不开洞,当必须要开洞时,也应对承重墙的开洞率加以限制.

2.3 竖向压应力对砌体墙体抗震性能的影响

郭俊杰^[11]提到,按照一般 9 层住宅建筑考虑,顶层竖向压应力值较小,为 0.2 MPa;中间层取 0.6 MPa;底层竖向压应力最大,取 0.9 MPa.在本文中,墙体顶部竖向压应力取 0.2 MPa, 0.6 MPa 和 1.0 MPa 三种情况.

2.3.1 竖向压应力对无构造柱砌体墙体抗震性能的影响

表 8 表明:与墙体 wd-1 相比较,墙体 wa-4 以及墙体 wd-2 的极限荷载分别提高了 44% 和 29%;位

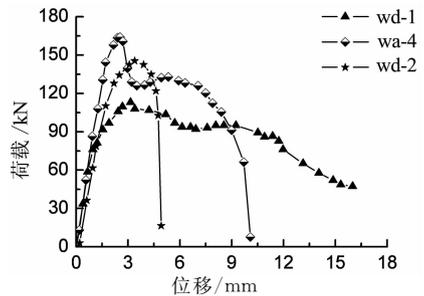
移延性比分别减小了 27% 和 59%.

由表 8 可以看出:随着墙体的竖向压应力增大,其极限承载力会先增后降.这是因为,当竖向压应力较小时,墙体将会发生剪摩或剪压破坏,随着其值增大,摩擦力也会随之增大,减小或防止了墙体产生水平滑移的可能.因此,墙体的极限承载力随着竖向压应力的增大,也跟着提高.但砌体将在竖向压应力超过某一范围时,发生斜压破坏,此时墙体的承载力将会随着竖向应力的增大而减小,且下降段更陡峭.从图 8 可以看出:荷载-位移曲线与横坐标轴所围的面积随竖向压应力的增大而减小;墙体破坏位移随竖向压应力的增大而减小,这与文献^[12]得到的结论相符合.

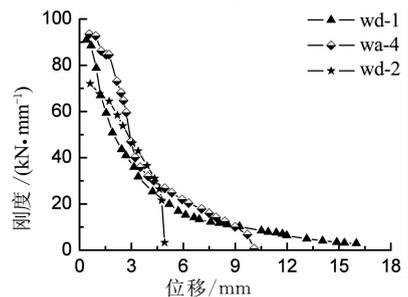
表 8 不同竖向压应力下无构造柱墙体模拟结果

Tab.8 The results of numerical analysis of walls without constructional column under different vertical compressive stress

墙体编号	开裂		极限		破坏		Δ_f / Δ_u
	P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm	
wd-1	66	0.78	113	3.12	85	10.4	3.33
wa-4	89	0.96	163	2.92	122	7.08	2.42
wd-2	51	0.81	146	3.42	110	4.71	1.38



(a) 荷载-位移曲线



(b) 刚度退化曲线

图 8 不同竖向压应力下无构造柱墙体荷载-位移曲线和刚度退化曲线

Fig.8 Load-deformation curve and stiffness degradation curve of walls without constructional column under different vertical compressive stress

2.3.2 竖向压应力对有构造柱砌体墙体抗震性能的影响

表 9 表明:与墙体 wd-3 相比较,墙体 wb-4 以

及墙体 wd-4 的极限荷载分别提高了 14% 和 8%; 位移延性比分别减小了 25% 和 69%.

表 9 不同竖向压应力下有构造柱墙体模拟结果

Tab. 9 The results of numerical analysis of walls with constructional column under different vertical compressive stress

墙体编号	开裂		极限		破坏		Δ_f / Δ_u
	P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm	
wd-3	112	1.15	173	3.21	130	11.62	3.62
wb-4	105	1.07	197	3.01	148	8.23	2.73
wd-4	61	0.84	186	3.08	140	4.33	1.41

从图 9 可以看出: 当墙体竖向压应力过大时, 荷载-位移曲线与横坐标轴所围的面积急剧减小, 这将显著降低砌体结构的抗震能力.

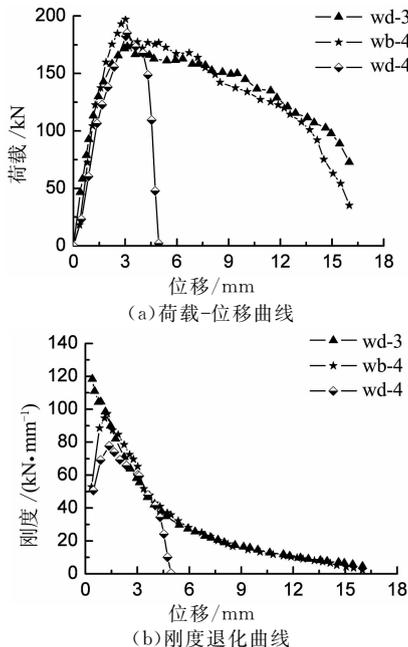


图 9 不同竖向压应力下有构造柱墙体荷载-位移曲线和刚度退化曲线

Fig. 9 Load-deformation curve and stiffness degradation curve of walls with constructional column under different vertical compressive stress

以上分析表明, 竖向压应力过大会严重降低砌体结构的延性和抗震性能, 因此在砌体的抗震设计中, 尤其是高地震烈度区, 对砌体结构的层数应加以限制.

2.4 砂浆强度对砌体墙体抗震性能的影响

2.4.1 砂浆强度对无构造柱砌体墙体抗震性能的影响

表 10 表明: 与墙体 wc-1 相比较, 墙体 wa-4 以及墙体 wc-2 的开裂荷载分别提高了 39% 和 81%; 极限荷载分别提高了 28% 和 55%; 位移延性比分别提高了 12% 和 31%. 由图 10 可以看出: 荷载-位移曲线与横坐标轴所围的面积随砂浆强度等级的提高而增大; 墙体的初始刚度随砂浆强度等级的提高而

增大, 且砂浆强度等级高的墙体其刚度退化曲线的下降段更平缓.

表 10 不同砂浆强度无构造柱墙体模拟结果

Tab. 10 The results of numerical analysis of walls without constructional column made of different mortar strength

墙体编号	开裂		极限		破坏		Δ_f / Δ_u
	P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm	
wc-1	64	0.87	127	2.51	95	5.43	2.16
wa-4	89	0.96	163	2.92	122	7.08	2.42
wc-2	116	1.24	191	2.54	143	7.21	2.84

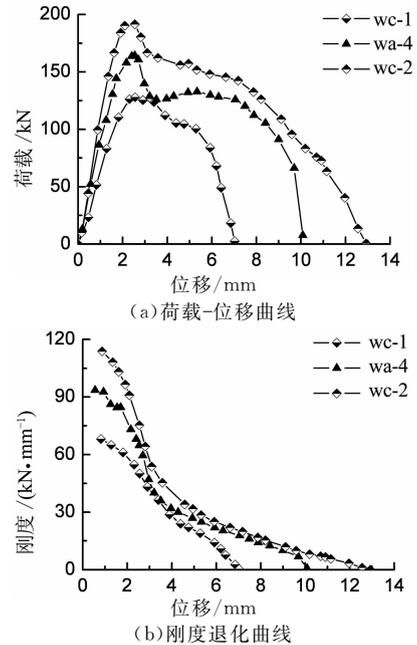


图 10 不同砂浆强度无构造柱墙体荷载-位移曲线和刚度退化曲线

Fig. 10 Load-deformation curve and stiffness degradation curve of walls without constructional column made of different mortar strength

2.4.2 砂浆强度对有构造柱砌体墙体抗震性能的影响

表 11 表明: 与墙体 wc-3 相比较, 墙体 wb-4 以及墙体 wc-4 的开裂荷载分别提高了 27% 和 89%; 极限荷载分别提高了 30% 和 55%; 位移延性比分别提高了 11% 和 41%. 由图 11 可以看出: 荷载-位移曲线与横坐标轴所围面积随砂浆强度等级的提高而增大; 墙体的初始刚度随砂浆强度等级的提高而增大, 且各墙体刚度退化曲线的下降趋势一致.

表 11 不同砂浆强度有构造柱墙体模拟结果

Tab. 11 The results of numerical analysis of walls with constructional column made of different mortar strength

墙体编号	开裂		极限		破坏		Δ_f / Δ_u
	P_{cr} /kN	Δ_{cr} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_f /kN	Δ_f /mm	
wc-3	83	1.09	152	2.93	114	7.22	2.46
wb-4	105	1.07	197	3.01	148	8.23	2.73
wc-4	157	1.16	236	2.46	177	8.54	3.47

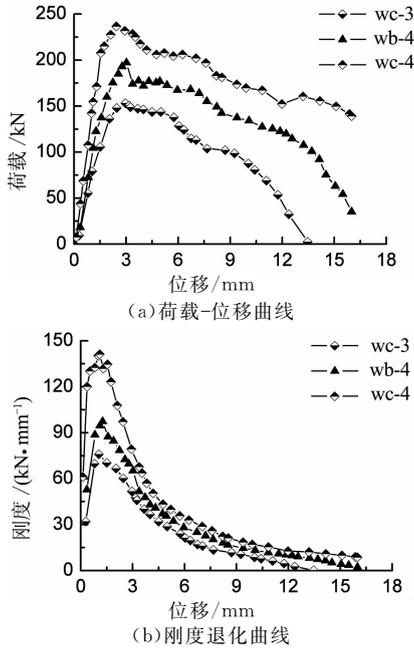


图 11 不同砂浆强度有构造柱墙体荷载-位移曲线和刚度退化曲线

Fig. 11 Load-deformation curve and stiffness degradation curve of walls with constructional column made of different mortar strength

以上分析表明,墙体的开裂荷载、极限荷载和位移延性比均随砂浆强度的提高而提高,采用 M2.5 砂浆砌筑的墙体,其开裂荷载很小,说明砂浆强度过低会导致墙体开裂过早,对抗震非常不利.因此在砌体结构的抗震设计中,不应使用强度过低的砂浆.

3 结构算例设计

3.1 模型参数及模型建立

模型 1 共 2 层,模型 2 共 3 层,模型 1 与模型 2 除了结构高度不一样外,其他完全一样,模型 1(2)的平面布置图如图 12 所示.模型层高均为 2.8 m,墙厚均为 240 mm,预制空心楼板厚 120 mm,底板容重 25 kN/m^3 ,墙体容重 15 kN/m^3 ,楼板和楼盖容重 20 kN/m^3 .构造柱设置在模型的 4 个角,模型各层都设置有钢筋砖圈梁,在各层的门洞、窗洞采用钢筋混凝土过梁.构造柱尺寸为 $240 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$,纵筋 $4\phi 10$,箍筋 $\phi 6@200$;钢筋砖圈梁采用 $4\phi 6$.根据《砌体结构设计规范》(GB 50003—2011)^[13],模型均采用 MU10 烧结普通砖和 M5 水泥砂浆,均采用 C20 混凝土.

模型中的单元、材料的本构关系和破坏准则按照第 1 节选用.构造柱与墙体、预制板与承重横墙均采用 Tie 约束;采用面面接触来模拟预制板侧面与

纵墙之间的接触关系,且动摩擦因数取为 0.7 ^[14].

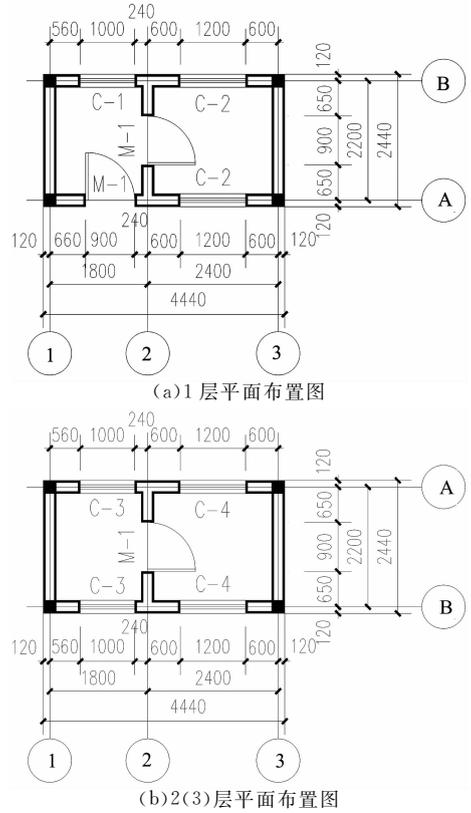


图 12 模型 1(2)平面布置图

Fig. 12 The floor plan of model 1(2)

3.2 地震波选取及其调幅

按 II 类场地选取美国太平洋地震工程研究中心 NGA 数据库中的 NGA0175 号地震波记录,选取其中的 2 条水平地震波,分别为 H-E12140. ACC 和 H-E12230. ACC. 地震动以数据表的形式输入,横墙方向输入地震波 H-E12140. ACC,纵墙方向输入地震波 H-E12230. ACC. 一方面为了使输入的地震波包含地震记录最强部分,以及持续时间尽量长以保证结构弹塑性的最大反应和耗能;另一方面为了节省计算时间,本文选择地震波的 2~17 s 输入,时长为 15 s.

在进行动力时程分析之前,根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[15],需根据不同的抗震设防烈度要求对地震记录的峰值进行调幅,调幅的原则为:按规范规定整体放大或者缩小地震波的加速度值,即它的频谱特性没有改变,而仅改变了其反应谱的幅值.

3.3 结构高度对砌体结构抗震性能的影响

对模型 1 和模型 2,分别施加 6 度大震、7 度大震和 8 度大震对应的地震加速度,并通过砌体结构的受拉损伤参数(DAMAGET)来反映其抗震性能.

模型 1 和模型 2 在 8 度大震下的受拉损伤参数云图如图 13 所示,从图中可以看出,模型 2 的一层拉裂损伤情况要远比模型 1 的一层严重。

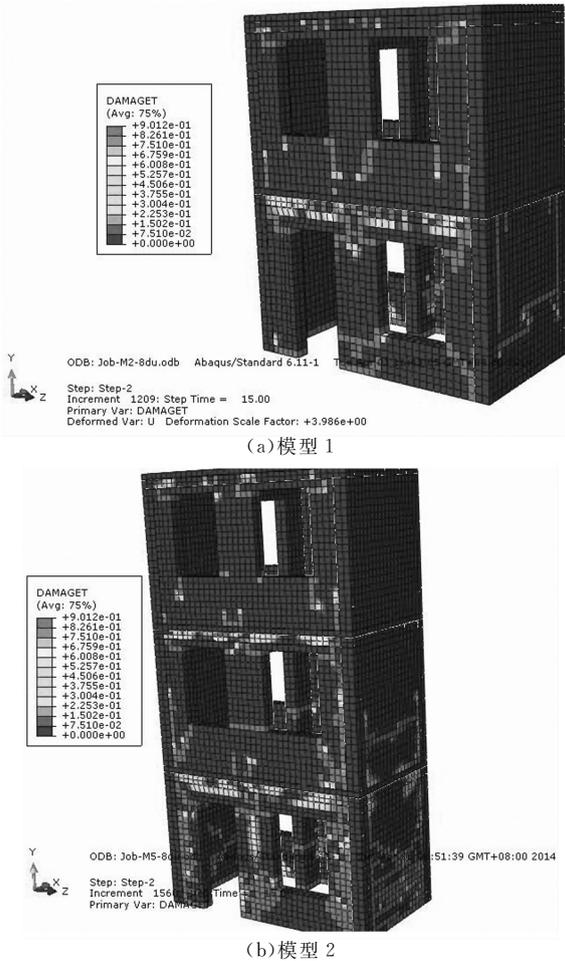


图 13 模型 1 和模型 2 在 8 度大震下的结构受拉损伤
Fig. 13 Tensile damage of structure of model 1 and model 2 under 8 degree earthquake

为了定量分析和比较砌体结构的破坏程度,提取了模型 1 和模型 2 各片墙体中受拉损伤最严重的 A 轴、B 轴纵墙进行研究,得到 A 轴、B 轴纵墙在第 15 s 时的受拉损伤参数值,见表 12. 表 12 表明:在同样的工况下,模型 2 的损伤参数值要明显大于模型 1;在 8 度大震下,模型 2 在一层 A 轴、B 轴的损伤参数值与模型 1 相比,分别大了 92% 和 33%;在 8 度大震下,模型 2 在二层 A 轴、B 轴的损伤参数值与模型 1 相比,分别大了 109% 和 115%。

提取模型 1 和模型 2 在 8 度大震下 A 轴、B 轴纵墙的受拉损伤参数值进行对比,得到其受拉损伤参数时程曲线图,如图 14 所示. 从图 14 可以看出:模型 2 各层的受拉损伤参数值要大于模型 1;结构的受拉损伤参数值从底层向顶层依次减小。

表 12 模型 1 和模型 2 的损伤参数值
Tab. 12 The damage parameter values of model 1 and model 2

墙体位置	模型 1			模型 2		
	6 度大震	7 度大震	8 度大震	6 度大震	7 度大震	8 度大震
一层 A 轴	0.004	0.089	0.177	0.088	0.190	0.339
二层 A 轴	0.004	0.015	0.079	0.064	0.095	0.165
三层 A 轴	—	—	—	0.022	0.036	0.076
一层 B 轴	0.009	0.067	0.183	0.056	0.126	0.244
二层 B 轴	0.005	0.020	0.086	0.059	0.100	0.185
三层 B 轴	—	—	—	0.023	0.038	0.074

以上分析表明,砌体结构的结构高度越高,底层的破坏情况越严重,对抗震越不利。

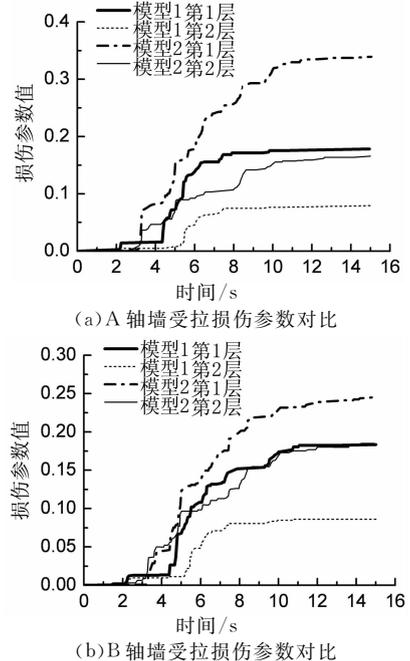


图 14 模型 1 和模型 2 在 8 度大震下的受拉损伤参数曲线对比
Fig. 14 The comparison of tensile damage parameter curves under 8 degree earthquake between model 1 and model 2

4 结 论

1) 砌体墙体设置构造柱能提高其承载力和延性. 对未开洞墙体,极限荷载以及位移延性比分别提高了 23% 和 41%;对开洞砌体墙体,极限荷载以及位移延性比分别提高了 21% 和 86%. 因此,对于砌体结构,特别是墙体开洞的砌体结构,建议设置钢筋混凝土构造柱。

2) 砌体墙体开洞会降低其承载力和延性. 对无构造柱墙体,算例开洞率下与未开洞情况相比,极限荷载分别下降 33%, 66%, 55%;位移延性比分别下降 14%, 31%, 13%. 对有构造柱砌体墙体,算例开

洞率下与未开洞情况相比,极限荷载分别下降40%,66%,56%;位移延性比下降36%,53%,25%。因此,在砌体结构的抗震设计中应尽量减少开洞,当必须要开洞时,也要对开洞率加以限制。

3)砌体墙体承载力随竖向压应力的增大先增大后减小,位移延性比和荷载-位移曲线与横坐标轴所围面积随竖向压应力的增大而减小。对算例无构造柱砌体墙体,随竖向压应力增大,极限荷载提高44%和29%;位移延性比下降27%和59%。对算例有构造柱砌体墙体,随竖向压应力增大,极限荷载提高14%和8%;位移延性比下降25%和69%。竖向压应力过大会严重降低砌体结构的延性和抗震性能,因此在砌体结构的抗震设计中,应对砌体结构的层数加以限制。

4)砌体墙体的开裂荷载、承载力和位移延性比随砂浆强度的提高而增大。对算例无构造柱砌体墙体,随砂浆强度等级的提高,开裂荷载提高39%和81%;极限荷载提高28%和50%;位移延性比提高12%和31%。对算例有构造柱砌体墙体,随砂浆强度等级的提高,开裂荷载提高27%和89%;极限荷载提高30%和55%;位移延性比提高11%和41%。采用M2.5砂浆砌筑的墙体,其开裂荷载较小时,说明砂浆强度过低会导致墙体开裂过早,对抗震非常不利。因此,在砌体结构的抗震设计中,不应采用强度过低的砂浆。

5)当墙体受力超过开裂荷载后,各墙体刚度退化非常明显,但退化越来越缓慢,并最终趋于稳定。

6)当算例砌体结构由2层增加到3层时,在8度大震下,一层两片纵墙的受拉损伤参数值分别增大了92%和33%;二层2片纵墙的受拉损伤参数值分别增大了109%和115%。砌体结构的结构高度越高,底层的破坏情况越严重,对抗震越不利。因此,对于抗震设防烈度为7度及以上地区,应该控制砌体结构的总高度。

参考文献

[1] 陈行之,梁建国.水平灰缝网状配筋砖砌体受复合作用时的抗剪强度[J].湖南大学学报:自然科学版,1987,14(4):12-23.
CHEN Xingzhi, LIANG Jianguo. Shear strength of brick masonry with reinforced network in bed joint subject to combined action[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 1987, 14(4): 12-23. (In Chinese)

[2] BEKLOO N T. A new approach to numerical modeling of the masonry structures using explicit dynamic finite elements method[C]// Proceedings of the 14th World Conference of Earthquake Engineering. Beijing: Seismological Press, 2008: 12-17.

[3] 郑妮娜.装配式构造柱约束砌体结构抗震性能研究[D].重庆:重庆大学土木工程学院,2010:93-96.
ZHENG Nina. Research on seismic behavior of masonry structures with fabricated tie-columns[D]. Chongqing: College of Civil Engi-

neering, Chongqing University, 2010: 93-96. (In Chinese)

[4] QUIROZ L G, MARUYAMA Y, ZAVALA C. Cyclic behavior of peruvian confined masonry walls and calibration of numerical model using genetic algorithms [J]. Engineering Structure, 2014, 75: 561-576.

[5] 黄靓,许仲远,高翔.开槽砌块灌孔砌体的抗剪性能试验研究[J].湖南大学学报:自然科学版,2014,41(9):54-58.
HUANG Liang, XU Zhongyuan, GAO Xiang. Research on the shear-resistance behaviors of grouted slotted block masonry[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2014, 41(9): 54-58. (In Chinese)

[6] 吴方伯,任焕青,刘彪,等.新型混凝土横孔空心砌块砌体受压性能研究[J].湖南大学学报:自然科学版,2015,42(11):25-32.
WU Fangbo, REN Huanqing, LIU Biao, et al. Research on the compression behavior of the new horizontal-hole hollow concrete block masonry[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2015, 42(11): 25-32. (In Chinese)

[7] 张璇.多层砌体结构延性破坏模式的调查与研究[D].西安:西安建筑科技大学土木工程学院,2010:2-3.
ZHANG Xuan. The investigation and research of the ductile failure mode to multi-layer masonry structure[D]. Xi'an: College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, 2010: 2-3. (In Chinese)

[8] GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:209-211.
GB 50010-2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 209-211. (In Chinese)

[9] 杨卫忠.砌体受压本构关系模型[J].建筑结构,2008,38(10):80-82.
YANG Weizhong. Constitutive relationship model for masonry materials in compression[J]. Building Structures, 2008, 38(10): 80-82. (In Chinese)

[10] 刘杰.基于ABAQUS整体式模型下砌体结构抗震性能影响因素研究[D].长沙:湖南大学土木工程学院,2014:36-37.
LIU Jie. Research on factors influencing seismic performance of masonry structure based on the integral model of ABAQUS[D]. Changsha: College of Civil Engineering, Hunan University, 2014: 36-37. (In Chinese)

[11] 郭俊杰.足尺混凝土小型空心砌块墙体抗震性能试验研究[D].北京:清华大学土木工程系,2005:23.
GUO Junjie. Experimental research on seismic behavior of small-sized hollow concrete block full-sized wall[D]. Beijing: Department of Civil Engineering, Qinghua University, 2005: 23. (In Chinese)

[12] 顾祥林,陈贡联,马俊元,等.反复荷载作用下混凝土多孔砖墙体受压性能试验研究[J].建筑结构学报,2010,31(12):123-131.
GU Xianglin, CHEN Gonglian, MA Junyuan, et al. Experimental study on mechanical behavior of concrete perforated brick walls under cyclic loading[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(12): 123-131. (In Chinese)

[13] GB 50003-2011 砌体结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2011:88-89.
GB 50003-2011 Code for design of masonry structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011: 88-89. (In Chinese)

[14] 殷园园.芯柱式构造柱约束砌体结构抗震性能评价[D].重庆:重庆大学土木工程学院,2011:27-29.
YIN Yuanyuan. Evaluation of seismic behavior on masonry structure confined by core-tie-column[D]. Chongqing: College of Civil Engineering, Chongqing University, 2011: 27-29. (In Chinese)

[15] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:31-32.
GB 50011-2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 31-32. (In Chinese)