

砌体强度对自建民居抗震性能的影响分析

俞瑞芳¹, 谢志强², 彭凌云², 俞言祥¹

(1. 中国地震局地球物理研究所, 北京 100081; 2. 北京工业大学 工程抗震与结构诊治北京市重点实验室, 北京 100124)

摘要: 通过对比模拟地震振动台试验结果及有限元分析结果, 对砌体结构非线性有限元分析方法进行了讨论, 并对一种中国村镇普遍存在的自建民居(无构造柱、退层砖砌体结构)的抗震性能进行了研究。结果表明:(1) 塑性损伤模型可以用于近似模拟砌体结构力学行为, 与试验结果的对比表明了该方法的有效性;(2) 采用 Mu15 粘土砖和 M10 水泥砂浆构建的无构造柱民居, 能够承受加速度峰值为 0.3 g 的地震作用, 但破坏严重, 达不到大震不倒的要求;(3) 降低砂浆或砖的强度等级, 对砌体的抗压强度影响较大, 对结构整体抗震性能将产生重要的影响。因此应将村镇自建民居的设计和施工过程纳入国家规范管理, 以减少村镇民居的震害。

关键词: 自建民居; 砌体结构; 抗震性能; 振动台试验; 非线性有限元

中图分类号: TU241.4; TU362

文献标志码: A

DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2014.11.002

Effect of masonry strength on aseismic performance of self-built dwellings

YU Rui-fang¹, XIE Zhi-qiang², PENG Ling-yun², YU Yan-xiang¹

(1. Institute of Geophysics, China Earthquake Administration, Beijing 100081, China;

2. Beijing Key Laboratory of Earthquake Engineering and Structural Retrofit, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: Based on comparison between results of shaking table tests and those of finite element analysis, the nonlinear finite element analysis method for brick masonry structures was discussed, and the aseismic performance of a typical rural dwelling model without structural columns was studied. The results showed that (1) the plastic damage model can be used to approximately simulate the mechanical behaviors of a masonry structure, and the results with the finite element simulation are consistent with the test ones; (2) the typical rural house with strength classes of brick and mortar being Mu15 and M10, respectively is able to withstand the earthquake action with peak acceleration of 0.3 g, but it is seriously damaged and does not meet the aseismic requirements against large earthquake; (3) reducing the strength class of mortar or brick has a great negative influence on the compression strength of masonries and the aseismic performance of a structure; (4) in order to reduce earthquake damage, both the design and the construction process of self-built dwellings should be included in national standardized managements.

Key words: self-built dwelling; masonry structure; dynamic performance; shaking table test; nonlinear finite element

受经济发展水平和环境条件的限制, 目前我国大多数村镇地区的民居多为自行建造。由于国家未将自建民房纳入规范管理, 故存在水泥强度等级低、用量不充足等问题。这些房屋在遭受超过当地设防烈度的地震作用时, 会有相当部分的房屋发生开裂或局部破坏, 甚至倒塌, 震害较为严重^[1]。村镇自建民居受地域环境条件和传统文化习俗的限制, 都具有比较独特的建筑结构形式。这些房屋由于其构件类型、节点连接及

结构形式没有明确的力学参数, 因此很难直接采用有限元分析从理论上对其抗震性能进行分析。

本文的研究主要关注我国村镇广泛存在的无构造柱自建砖混民居, 设计为无构造柱且沿高度依次退层, 竖向刚度不均匀的结构形式。目前虽然已有学者在砌体结构抗震方面进行了广泛研究^[2-4], 但是大部分关于砌体的研究都是基于有构造柱、且整体形状较为规则的结构开展, 对整体砌体结构的研究极少。因此, 本文的主要目的是基于整体结构的模拟地震振动台试验结果, 对砌体结构的非线性有限元分析方法进行讨论, 进而对自建民居的抗震性能进行评价。此外, 本文通过调整砂浆和粘土砖的强度等级, 设置了 4 种不同强

基金项目: 国家自然科学基金(51108429); 基本科研业务专项(DQJB11C22); 国家自然科学基金(51008010)

收稿日期: 2013-07-13 修改稿收到日期: 2014-01-09

第一作者 俞瑞芳 女, 博士, 副研究员, 1974 年 1 月生

度的砌体,通过分析它们的抗震性能来讨论民居自建过程中可能存在的问题。本文所讨论的无构造柱砖砌体结构,在我国村镇广泛存在,因此研究成果可供相关技术人员参考。

1 民居设计参数及试验模型构建

本文采用的民居模型,是根据对云南玉溪地区(地震动峰值加速度 0.2 g)^[5]的实际调研,并参考《玉溪市农村民居地震安全工程通用图集》^[6]构建的。民居设计为无构造柱砖砌体结构,在分析时阻尼比取 5% 。民居的平面尺寸为 $10.4\text{ m} \times 10.4\text{ m}$,共 3 层,层高为 3 m ,总高度为 9 m ;板厚为 120 mm ,圈梁尺寸为 $240\text{ mm} \times 240\text{ mm}$,墙厚为 240 mm 。设计中房屋圈梁和楼板混凝土采用 C30 普通硅酸盐混凝土;墙体采用 M10 水泥砂浆和 MU15 粘土砖砌筑;板钢筋和圈梁纵筋为 HRB335,箍筋用 HPB300,直径都为 6 mm 。图 1(a)给出了民居设计的有限元模型。该结构的特点为:整体结构沿竖向出现退层导致刚度不均匀,具有明显的不规则性;由于只设置了圈梁,没有设置构造柱,所以结构整体性较差。若将实际模型旋转 90° ,可以将该模型视为一根截面面积逐渐减小的悬臂梁,其力学模型如图 1(b)所示。由于存在重力 q_1 、 q_2 和 q_3 的作用,在底层水平截面上有初始弯矩 M 。由于底层受弯矩作用最大,加上地震作用 $P(t)$ 的影响,易受拉破坏;第三层为顶层突出物,鞭梢影响明显,为薄弱层。

民居的抗震性能试验在北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室完成。试验模型缩尺比例为 $1/4$ 。根据相似系数^[7]缩尺后,模型的实际平面尺寸为 $2.6\text{ m} \times 2.6\text{ m}$,层高为 0.75 m ,总高度为 2.25 m ;板厚 30 mm ,圈梁尺寸为 $60\text{ mm} \times 60\text{ mm}$,墙厚为 60 mm 。图 2 为 $1/4$ 模型的平面图,定义砌体“横向”为图中 x 轴方向,“纵向”为 y 轴方向。根据模型相似关系,模型配重分别为: 265 kg (第一层)、 202.5 kg (第二层)和 82.5 kg (第三层)。

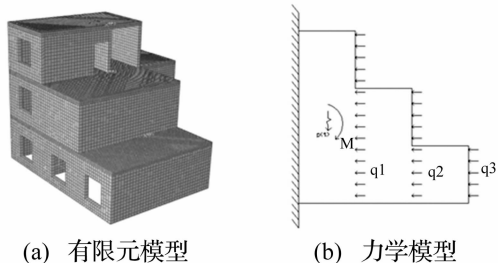


图 1 典型民居模型

Fig. 1 Model of typical dwelling

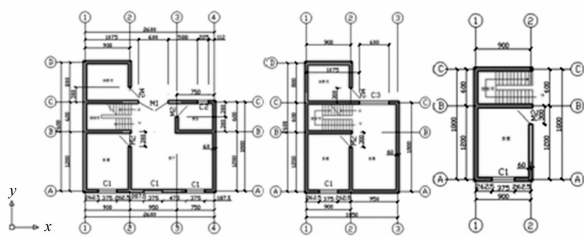


图 2 模型平面图

Fig. 2 Plan of model

2 振动台试验及有限元分析

2.1 民居振动台试验

试验在模型上布置了两种不同量程的位移计,如图 3(a)所示,其中有 6 个量程为 10 mm 的小位移计和 6 个量程为 300 mm 的大位移。每层布置两个相同量程的加速度传感器,并在振动台台面上布置一个加速度传感器来记录地面加速度,如图 3(b)所示。

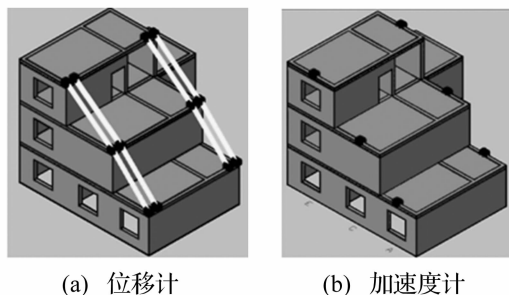


图 3 试验系统布置图

Fig. 3 Layout of the test system

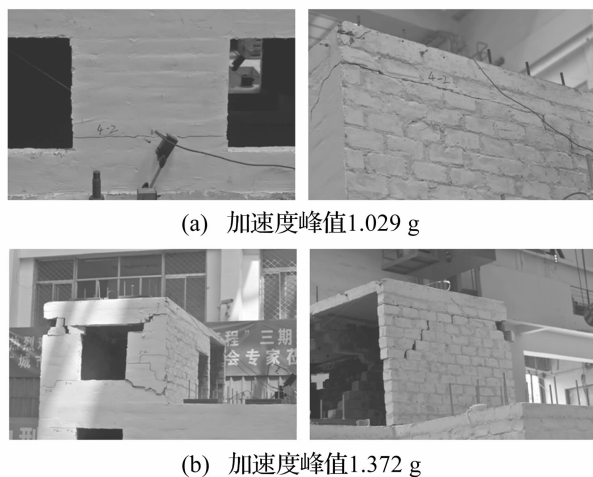


图 4 结构破坏情况

Fig. 4 Damage process of structure

试验中振动台台面输入的地震波采用汶川地震什邡八角加速度记录^[8],沿结构横向进行加载。输入时程的幅值根据加速度幅值相似比 3.43 设置了 5 个能级,分别为 0.241 g , 0.463 g , 0.686 g , 1.029 g 和 1.372 g ,根据试件的反应情况依次加载,直到模型破

坏。试验测试并记录各级荷载作用下模型的加速度响应和位移响应,同时记录了各级荷载作用下,结构的破坏情况。图4分别给出了峰值加速度为0.686 g和1.372 g作用下,试验得到的结构破坏情况。此外,为了测试结构的频率和振型,在每个能级加载前都先用白噪声进行测试,记录白噪声激励下结构的响应。

2.2 基于试验结果对砌体有限元分析方法的讨论

砌体是由砌块和砂浆组成的复合材料,对其进行有限元分析常有两类模型,即分离模型和整体连续体模型。分离模型是将砌块和砂浆分别建模,可采用两种处理方式:其一是不考虑砖与砂浆之间的粘结滑移,将砌块与砂浆接触面的所有节点的自由度耦合在一起;其二是考虑砖与砂浆之间的粘结滑移,将砌块与砂浆通过接触单元或非线性弹簧单元联系在一起。由于砖与砂浆之间的粘结滑移关系曲线目前研究尚不成熟,接触面的水平粘附强度常常难以得到。因此,对于砌体的分析,采用整体连续体模型较易实现^[3,9]。

本文基于有限元分析软件 ABAQUS 建立砌体结构的非线性模型,将由砖和砂浆组成的墙体作为一个整体,采用塑性损伤材料模型^[10],通过定义材料的塑性应力应变关系和损伤因子来模拟构件的材料非线性^[10-12]。计算中墙体的弹性模量和极限抗拉强度采用砂浆的实测参数(抗压强度为2.31 MPa)^[13],损伤因子和塑性应力应变关系则参考混凝土材料的定义方法加以确定^[10,12]。图5给出的是本文分析中采用的压缩、拉伸硬化本构关系及损伤因子与塑性应变之间的关系曲线。墙体和圈梁均采用实体单元 C3D8R,钢筋采用桁架单元 T3D3,使用 Tie 命令将圈梁和墙体绑定,通过 Embedded Element 命令将钢筋骨架嵌入圈梁^[11-12]。

2.3 试验与有限元分析结果的对比

2.3.1 动力特性

试验中,在每级荷载输入之前,都用白噪声进行结构自振频率测试,将测出的结构响应通过傅里叶变换得到模型前三阶频率,如图6所示,相应的频率值分别为18.95 Hz,28.47 Hz和52.22 Hz。运用 ABAQUS 软件通过模态分析得到的结构第一振型频率为18.93 Hz,与试验结果符合较好,表明有限元分析采用的参数设置及分析方法是可行的。

2.3.2 破坏模式及损伤顺序

振动台试验给出了结构模型在5个能级输入下的破坏模式及损伤顺序。结构第一、三层损伤严重,为薄弱层;加载方向窗角处拉损严重,窗间墙出现斜向剪切裂缝和少许水平裂纹;垂直加载方向第二、三层损伤较轻,第一层外墙受拉破坏明显,其中部出现一条水平贯穿裂缝。主要原因可能是由于未设置构造柱,墙片抗

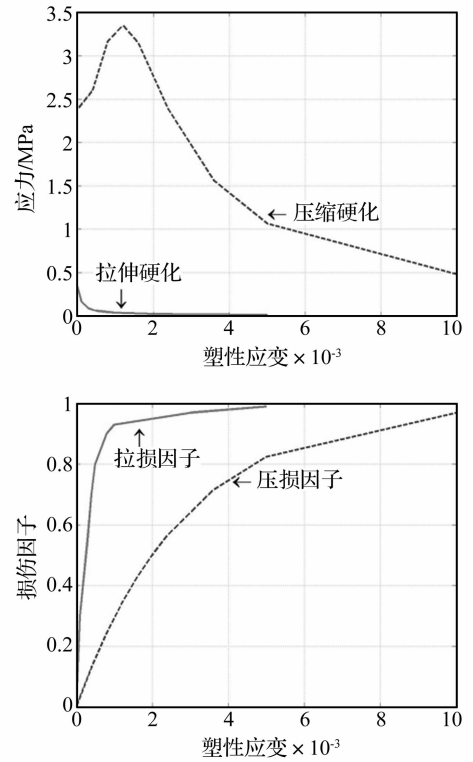


图5 本构关系及损伤因子

Fig. 5 Constitutive model and damage parameter

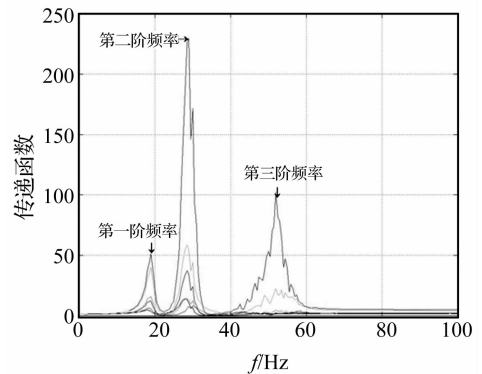


图6 白噪声测试频率

Fig. 6 Testing frequency under white noise input

拉能力很弱,结构整体倾覆弯矩导致该墙片的受拉破坏。有限元分析结果也给出相似的破坏模式及损伤顺序,图7为输入地震动加速度峰值达到1.372 g时,试验与有限元分析结果的对比图,图中红色部位表示破坏严重的地方,损伤系数接近1,意味着结构的承载能力达到极限,结构临近倒塌。对比结果表明基于塑性损伤材料属性建立的连续体模型可以较好的模拟砌体结构塑性行为。

3 砌体强度对结构抗震性能的影响

3.1 计算条件及本构关系

本节将基于有限元方法分析砌体材料强度变化对结构抗震性能的影响,分析工况如表1所示。根据《砌体结构设计规范》确定材料的力学参数^[13],其中

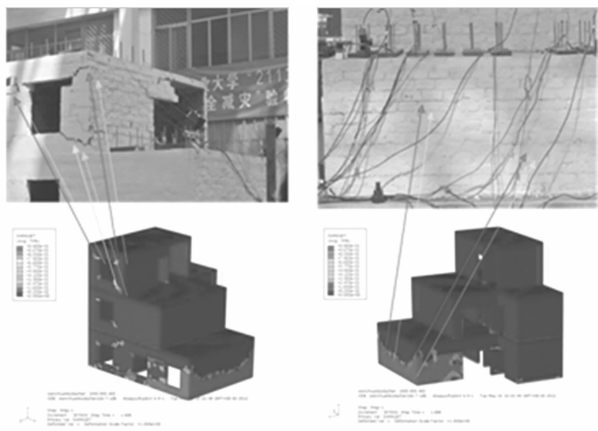


图 7 破坏过程及形态对比(加速度峰值 1.372 g)

Fig.7 Comparison of damage process and pattern

工况 1 对应本文民居的标准设计,工况 4 中砂浆的强度等级 M0.4,在新的砌体抗震设计规范中已不再使用,所以这个工况设定为砂浆强度较低的情况,用于与其它工况进行对比,其抗压强度按照旧的设计规范估计。图 8 给出了相应于工况 2、3 和 4 的本构关系。

表 1 不同强度砌体结构的计算参数

Tab.1 Calculation parameters of masonry structure with different strength

工况	砂浆强度等级	砖强度等级	砌体抗压强度 f /MPa	弹性模量/MPa	泊松比
1	M10	MU15	2.31	3700	0.2
2	M10	MU10	1.89	3030	0.2
3	M5	MU10	1.50	2400	0.2
4	M0.4	MU10	0.91	1300	0.2

3.2 不同强度砌体结构的抗震性能分析

本文对民居的有限元分析中,采用如图 9 所示的人工加速度时程,计算中地震波的幅值按照预定的加速度峰值大小进行调整。由于工况 1 所对应的是本文研究的标准模型,根据试验和有限元分析,其极限承载力所对应的地震动峰值为 0.3 g,因此本节不再对此工况进行单独分析。

3.2.1 工况 2

对于工况 2 所设计的砌体参数,我们分别用峰值 0.2 g 和 0.3 g 来标定图 9 所示的地震加速度时程,用来模拟 8 度设防地区设防地震作用和 1.5 倍的设防地震作用。图 10 给出了加速度峰值 0.2 g 的地震作用下,民居层间位移变化和拉损云图。可以看出:最大层间变形出现在第三层,位移时程曲线中出现明显的残余变形,表明该层塑形变形较大,结构已经达到极限状态。墙的拉损区域远远大于压损区域,拉损的损伤系数为 0.99,大于压损的损伤系数,表明结构以受拉破坏为主。此外,第三层窗角处发生严重拉损,窗间墙出现斜向受拉损伤条纹,呈剪切破坏模式。

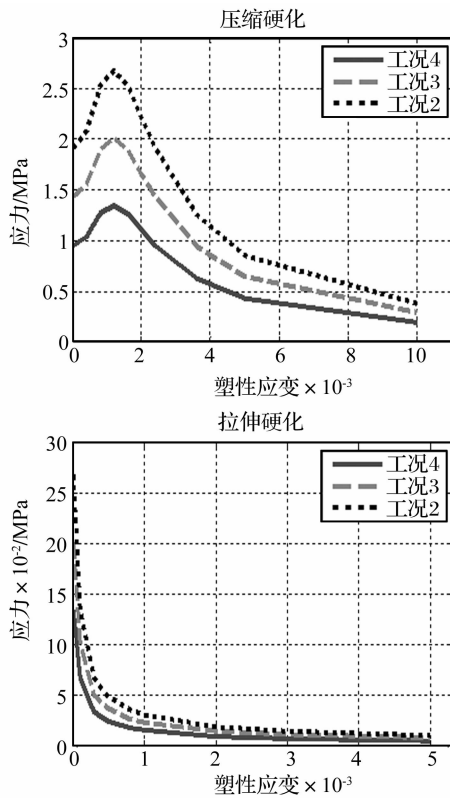


图 8 相应于工况 2,3 和 4 的本构关系

Fig.8 Constitutive model for Case2, Case3 and Case4

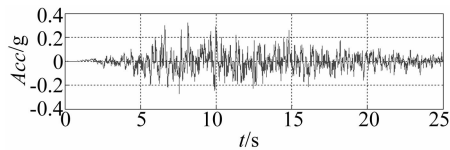


图 9 人工加速度时程

Fig.9 Artificial acceleration time history

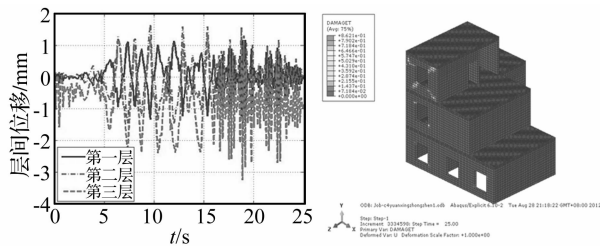


图 10 加速度峰值 0.2 g 的地震作用下层间位移及拉损云图

Fig.10 Inter-story displacement and tensile damage pattern under the input of earthquake with acceleration peak 0.2 g

图 11 为加速度峰值 0.3 g 的地震作用下,砌体层间位移变化及各个方向的拉损云图。可以看出,此时第三层的层间位移在某一时刻突增到 13 mm,结构完全破坏。相应的结构损伤云图也表明,第三层横墙处窗间墙的损伤进一步积累,裂缝逐渐发展,损伤系数达到了 0.99,说明结构完全破坏,并且第三层横墙的梯间墙受剪破坏也较严重。沿纵墙方向,第一、二层损伤较轻,第三层损伤严重,其墙体的中间出现一条贯穿整个

墙体的水平裂缝,使整个结构发生错动,其原因为鞭梢效应明显,很容易发生贯穿性破坏。通过以上分析表明该强度的砌体结构不能承受加速度峰值为 0.3 g 的地震作用。

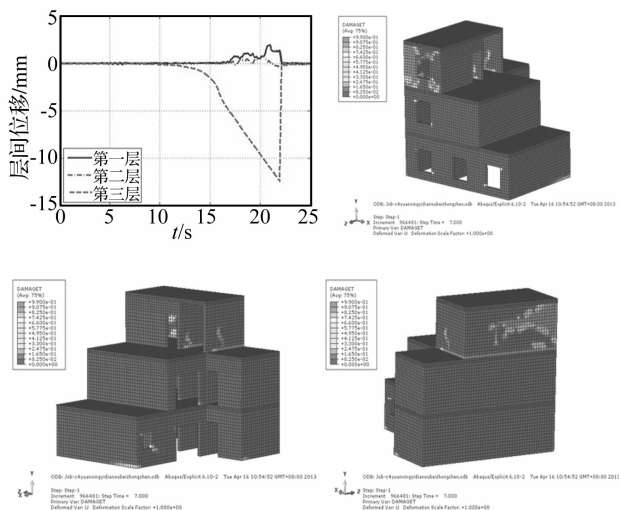


图 11 加速度峰值 0.3 g 的地震作用下层间位移及拉损云图

Fig. 11 Inter-story displacement and tensile damage pattern under the input of earthquake with acceleration peak 0.3 g

3.2.2 工况 3

对于工况 3 所设计的砌体参数,本文检验其是否能够承受 8 度设防区设防地震(加速度峰值 0.2 g)的作用。图 12 给出了地震作用下民居层间位移变化和拉损云图。分析各层的层间位移变化可以看出,第一、二层层间位移曲线在 10 s 前保持着相对平稳的振动,之后位移突增;第三层位移约在 15 s 时突增到 22 mm ,结构第三层已完全破坏。拉损云图显示第三层横墙整面墙受拉损伤严重,第三层纵墙方向也损伤严重。通过以上分析可以说明,该强度等级的砌体结构不能承受八度设防区中震水平的地震作用。

3.2.3 工况 4

工况 4 所对应的参数设置是为了考虑砂浆强度非常低的情况。对于这个工况,主要是考虑 8 度设防区小震(加速度峰值 0.07 g)作用下,该结构的地震响应情况。图 13 给出了结构层间位移图和拉损云图。可以看出,各层层间位移曲线在某一时刻位移突增,分别达到 6 mm , 10 mm , 28 mm ,均超过了规范规定的最大值,而且第三层曲线回不到平衡位置,即表明结构已破坏。结构的损伤云图也显示第三层墙体的损伤系数达到 0.99 ,整个楼层破坏严重。通过以上计算结果表明:在多遇震作用下,整个砌体结构破坏很严重,不能承受该地区小震的作用。

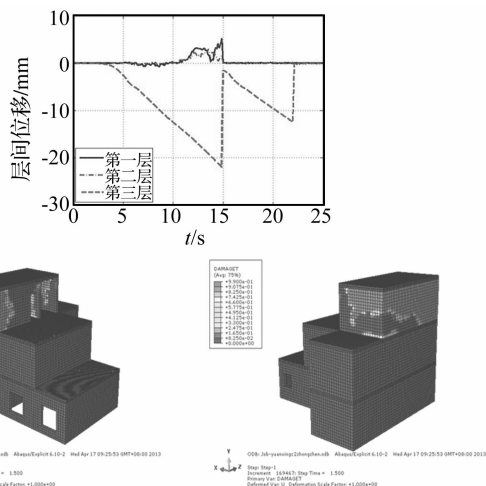


图 12 层间位移及拉损云图(工况 3)

Fig. 12 Inter-story displacement and tensile damage pattern for Case 3

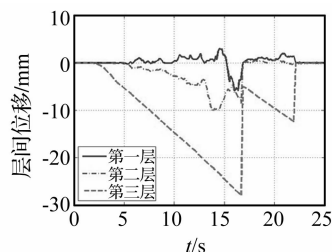


图 13 层间位移及拉损云图(工况 4)

Fig. 13 Inter-story displacement and tensile damage pattern for Case 4

3.3 民居抗震性能综合分析

本文所讨论的未设置构造柱的多层砌体结构在我国地震频繁的西南部地区广泛存在。由于组成砌体的砖与砂浆之间存在明显的二相性,使砌体整体性较差,应力分布很不均匀,且延性很小,抗拉强度仅是混凝土的 $1/10$,属于脆性材料。水平地震作用下,砌体很快受拉屈服,在变形很小的情况下会迅速开裂破坏,进而整个结构局部或整体倒塌,造成很大的灾害。本文通过对不同强度等级的砌体结构的分析可以看出,砖和砂浆的强度等级,对结构的抗震性能有一定的影响,表 2 比较了不同强度水平下本文所讨论的砌体结构的抗震性能,可以看出:

(1) 按照规范建议,采用较高强度等级的砂浆和砖时,砌体抗震性能良好,能够承受加速度峰值为 0.3 g 的地震作用,但是达不到规范规定的大震(加速度峰

值 0.4 g) 不倒的水平;

(2) 工况 2 降低了砖的强度等级, 相应的砌体抗压强度是工况 1 的 82%, 但其所能承受的地震加速度峰值为 0.2 g, 仅仅是工况 1 的 67%;

(3) 降低砌体中砂浆或粘土砖的强度等级, 对砌体结构的抗压性能影响明显, 其结构能够承受的极限荷载下降很快, 如工况 3 和工况 4。

由于我国村镇自建民居未能纳入国家的规范管理, 故在水泥强度等级、用量及砌筑质量等方面都存在一些问题。通过以上的分析可以看出, 在严格控制粘土砖等级的情况下, 如果砂浆强度过低, 将对结构的极限承载能力有严重影响。因此, 将村镇自建住房纳入国家规范管理, 强调施工的质量, 对减少村镇房屋震害有一定的意义。

表 2 不同强度砌体结构的抗震性能比较

Tab. 2 Comparison of seismic performance for masonry structure with different strength

工况	砂浆强度等级	砖强度等级	强度缺陷比	极限荷载/g	抗震性能
1	M10	MU15	1	0.3	1.5 倍中震作用
2	M10	MU10	82%	0.2	中震作用
3	M5	MU10	65%	0.07	小震作用
4	M0.4	MU10	39%	<0.07	<小震作用

4 结 论

本文所研究的我国村镇地区的自建民居, 具有一定的代表性。此民居属于比较典型的退层结构, 竖向刚度不均匀。本文根据民居模型模拟地震振动台试验结果, 对砌体的有限元分析方法进行了讨论, 并对不同强度等级砌体结构的抗震性能进行了对比, 得到以下主要结论:

(1) 对砌体结构的有限元模拟可采用连续体模型。计算中塑性损伤模型可以近似模拟砌体结构的力学行为, 墙体的弹性模量和极限抗拉强度采用砂浆的实测参数。通过与试验结果的对比, 说明本文采用的有限元分析方法能够很好地模拟和评价砖砌体结构的抗震性能;

(2) 采用 Mu15 粘土砖和 M10 水泥砂浆砌筑的无构造柱民居, 能够承受加速度峰值为 0.3g 的地震作用, 但破坏严重, 达不到大震不倒的要求;

(3) 降低砂浆或粘土砖的强度等级, 对砌体的抗压强度影响较大, 对结构的抗震性能也将产生重要的影响。因此应将村镇自建民居的设计和施工过程纳入国家的规范管理, 以减少村镇民居的震害。

本文所研究的无构造柱砖砌体结构, 在我国村镇地区广泛存在, 本文的研究结果可供相关技术人员参考。

参 考 文 献

- [1] 孟萍. 村庄与集镇木结构房屋建筑抗震措施经济分析 [D]. 昆明: 昆明理工大学, 2006.
- [2] 曹万林, 周中一, 王卿, 等. 农村房屋新型隔震与抗震砌体结构振动台试验研究 [J]. 振动与冲击, 2011, 30(11): 209-213.
CAO Wan-lin, ZHOU Zhong-yi, WANG Qing, et al. Experimental study on base vibration isolation and anti-seismic masonry structure in rural areas by shaking table test [J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, 30(11): 209-213.
- [3] Dhanasekar M, Haider W. Explicit finite element analysis of lightly reinforced masonry shear walls [J]. Computer & Structure, 2008, 86(1-2): 15-26
- [4] 黄维平, 王连广. 人工质量在砖混结构振动台试验中的作用 [J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(3): 99-103.
HUANG Wei-ping, WANG Guang-lian. Effect of shaking table for masonry structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, 21(3): 99-103.
- [5] 国家标准. GB18306-2001 地震动参数区划图 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2001
- [6] 玉溪市工程建设标准设计. 10J001 玉溪市农村民居地震安全工程通用图集 [S]. 云南: 玉溪市建设局, 2010
- [7] 吕西林, 周德源. 砌体结构墙体模型振动台试验及其动力相似关系 [J]. 工程抗震, 1993, 9: 12-16
- [8] 李小军, 周正华等. 汶川 8.0 级地震动观测及记录初步分析 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008
- [9] 李英民, 韩军, 刘丽平. ANSYS 在砌体结构非线性有限元分析中的应用研究 [J]. 重庆建筑大学学报, 2006, 28(5): 90-97.
LI Ying-min, HAN Jun, LIU Li-ping. Application of ANSYS to finite element analysis for nonlinear masonry structures [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2006, 28(5): 90-97.
- [10] 陆新征, 叶列平等. 建筑抗震弹塑性分析 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [11] 王玉钊, 傅传国. ABAQUS 结构工程分析及实例详解 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [12] Abaqus Analysis User's Manual (Concrete damaged plasticity).
- [13] 国家标准. GB50003-2011 砌体结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.