

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.04.006

灌浆与钢箍加固震损砖墙的抗震性能试验研究

李胜才¹, Dina D' Ayala², 呼梦洁¹

(1. 扬州大学 建筑科学与工程学院, 江苏 扬州 225009;

2. Department of Civil Environmental & Geomatic Engineering, University College London, London WC1E 6BT)

摘要:为准确评价汶川地震中地震损伤砖石古塔砌体墙在加固修复后的抗震性能, 试验研究了灌浆与钢箍复合加固震损砌体墙筒试验模型的相关抗震性能参数。以四川某震损古砖塔为样本, 研制了四种单层砌体墙筒初始试件, 模拟地震作用使其破坏, 采用灌浆与钢箍进行加固修复, 制作所需试件, 通过低周反复荷载试验, 得到了试件的相关数据。试验结果表明: 与未损伤的原结构相比, 灌浆与钢箍复合加固可提高震损砖砌体结构的延性与耗能能力, 但对提高震损结构刚度的贡献不大, 修复结构的开裂荷载亦有所降低。

关键词: 砖砌体; 震损; 加固修复; 低周反复试验; 抗震性能

中图分类号: TU362; TU352.11 文献标志码: A 文章编号: 1674-4764(2014)04-0036-06

Experimental Investigation on the Aseismic Behavior of Seismic Damage Masonry Wall Retrofitted with Grouting and Steel Hoops

Li Shengcai¹, Dina D' Ayala², Hu mengjie¹

(1. Institute of Architecture Science and Civil Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225127, Jiangsu, P. R. China;

2. Department of Civil Environmental & Geomatic Engineering, University College London, London WC1E 6BT, UK)

Abstract: In order to accurately evaluate the aseismic behavior of the seismic damaged masonry pagodas destroyed by Wenchuan earthquake and strengthened after the earthquake, a test was conducted to acquire related parameters on seismic performance from the specimens made by masonry and retrofitted with grouting and steel hoops. Taking a seismic damaged ancient masonry pagoda in Sichuan as a case study, four kinds of primitive specimens are fabricated by simulating the conformation of the masonry pagoda. Then the primitive specimens are destroyed under cycle loads and the damaged specimens are repaired by grouting and steel hoops. Cycle controlling tests are conducted with the specimens and relevant data are acquired. Experimental results showed that grouting combined with steel hoops could improve the ductility and energy dissipation capacity of a seismic damage of brick masonry structure, but it do a little to improve the stiffness of a seismic damage structure. And the cracking load of the repaired masonry is much lower than the original undamaged structure.

Key words: clay masonry, seismic damage, retrofitting, cyclic loads test, aseismic behavior

砖石古塔具有体形细高、重量大、对地震作用敏感的特点。位于“5.12 汶川特大地震”高烈度地区

的 30 座砖石古塔普遍损毁严重^[1], 灾后 10 余座古砖塔采用了灌浆+钢箍的复合加固方法进行加固修

收稿日期: 2013-11-12

基金项目: 国家自然科学基金(51078323, 51211130119)

作者简介: 李胜才(1965-), 男, 副教授, 主要从事历史建筑的防灾减灾与防护、建筑技术科学研究, (E-mail) lisc@yzu.edu.cn。

复。关于砖石古塔及砌体结构的加固理论与方法已开展大量研究^[2]。宋彧等^[3]、Borri等^[4-5]、Altin等^[6]、Akhavessy等^[7]研究表明,采用钢箍、钢条等加固砖砌体墙体,可以延缓墙体的刚度退化,提高墙体整体性能和抗剪承载力,预应力钢箍或钢条可以增强对墙体的约束,影响破坏裂缝分布形态。Miltiadou-Fezans等^[8]、Nolph等^[9]研究了化学注浆材料在砌体中应用,对注浆材料的流动性、粘结性、韧性及耐久性进行了测试分析。Alcaino等^[10]研究了加固砌体结构在水平荷载作用下的工作性能。Paret等^[11]对新型加固方法在历史建筑修复中的应用进行了探讨。以上研究表明,采用灌浆+围箍的复合加固方法修复的砖塔,具有一定可行性。然而对于震损砖石古塔修复加固后的抗震性能,以及新旧材料在再次遭遇地震作用下协同工作机理的试验研究和理论研究的文献极少。

笔者按照低周反复试验程序对初始砖筒试件进行加载直至破坏,得到震损试件,然后进行加固修复,再对修复试件进行低周反复试验,通过对比原结构与修复结构的破坏机制、破坏形态、滞回特性、刚度退化、变形及耗能能力,探讨灌浆围箍复合加固对震损砖石古塔抗震性能的影响。

1 试件设计与制作

1.1 初始试件

试验以四川德阳某砖石古塔底部楼层为原型,按照1/8的比例设计并制作了砖砌墙筒试件,试件的设计计算高度为760 mm,每面墙宽为700 mm,墙厚为150 mm。根据有无砖砌楼板、是否有钢围箍,将试件分为4种。按照试验加载程序低周反复荷载直至破坏,得到模拟地震作用的震损试件,如图1所示。



图1 4个震损墙筒模型

1.2 加固修复试件

错位试件复位后,采用与初始试件一样的普通粘土砖和较高强度等级的混合砂浆,对试件局部压溃的部分进行替换修复,按照灌浆标准程序对墙面

开裂缝进行修补,同时采用钢围箍对墙体加固,并对围箍施加相当于其20%抗拉承载力的预拉力。

试件加固修复前后的编号如表1所示。

表1 试件编号

编号	试件加固方案
W	无楼板,未加固,加载至破坏,对比试件
PW	无楼板,灌浆加固,围箍加固,施加20% σ 预应力
W-S	无楼板,采用围箍加固
PW-S	无楼板,灌浆加固,震损前已围箍加固,施加20% σ 预应力
W-F	有楼板,未加固,加载至破坏,对比试件
PW-F	有楼板,灌浆加固,围箍加固,施加20% σ 预应力
W-F-S	有楼板,采用围箍加固
PW-F-S	有楼板,灌浆加固,震损前已围箍加固,施加20% σ 预应力

注: σ 为钢筋屈服应力

1.3 主要材料及性能

1) 烧结普通砖: MU10 烧结普通砖,规格为165 mm×70 mm×30 mm。

2) 水泥砂浆: 采用32.5普通硅酸盐水泥配置混合砂浆。

3) 钢围箍及配件: 普通碳素钢。

4) 封缝材料: 有机双组份密封胶各项性能如表2所示。

表2 密封胶力学性能

抗拉强度/ MPa	受拉弹性 模量/MPa	伸长率/%	抗弯强度/ MPa	抗压强度/ MPa
35.7	3.7×10^3	1.4	62.5	71.6

5) 灌注材料: 有机双组份灌浆剂各项力学性能如表3所示。

表3 灌浆剂力学性能

抗拉强度/ MPa	受拉弹性 模量/MPa	伸长率/ %	抗弯强度/ MPa	抗剪强度/ MPa	抗压强度/ MPa
41.3	3.3×10^3	1.3	67.9	16.7	86.1

2 试验装置与测试内容

2.1 试验装置

试验的竖向荷载通过置于试件顶部的油压千斤顶分级施加,千斤顶与试件顶部加入可以水平自由滑动、具有足够刚度的滑板。水平荷载则通过MTS多通道协调加载试验系统来施加,该作动器的额定加载能力为250 kN,最大行程为±100 mm。试件

加载装置如图 2 所示。



图 2 试件加载装置

2.2 试验程序与观测内容

试验按照《建筑抗震实验方法规程》(JGJ 101—96)的加载方法,墙体竖向荷载为 200 kN,钢围箍施加 20% 预应力。试验正式开始前,首先施加 10 kN 水平荷载,反复推拉 2 次,以检查各仪器设备运转情况。正式加载时,采用逐级加荷方法,开裂前按荷载控制,每级按 10 kN 递增,每级循环 1 次;开裂后按位移控制,每级循环 3 次,每级增加 $1\Delta_c$ (墙体的开裂位移)。

试验观测内容包括:墙面裂缝、钢围箍与砌体的应变、墙体上部水平荷载的开裂与极限值、墙体顶部及底部位移。

3 试验结果与分析

3.1 试验现象和破坏形态

试件各墙体的编号如图 3 所示。对 4 类墙筒试件按同样的加载制度逐个进行试验,记录相关试验数据与现象。主要实验现象如下:

1) 试件 PW 加载到 30 kN 时,墙面出现裂缝,开裂位移为 $\Delta_c = 3.5$ mm。转按位移控制加载。W 墙面洞口上部、洞口右下方及墙体上部左侧均产生数条阶梯型裂缝,并逐渐变宽变长,E 墙面洞口左下方产生新的阶梯形裂缝,与已有裂缝形成 X 型贯通裂缝,N 墙面与 S 墙面均未产生裂缝。

2) 试件 PW-S 加载到 20 kN 时,墙面出现裂缝,开裂位移 $\Delta_c = 2.5$ mm,转按位移控制加载。W 墙面洞口上部及墙体上部左侧均产生数条裂缝,E 墙面右侧在已有裂缝下面产生新的斜裂缝,并逐渐连接在一起;洞口上部未灌浆加固的部位形成了 X 形交叉裂缝,试件 N 墙面与 S 墙面均未产生裂缝。

3) 试件 PW-F 加载到 60 kN 时,墙面出现裂缝,开裂位移为 $\Delta_c = 4.5$ mm。转按位移控制加载。W 墙面洞口上部左侧、洞口右下方产生阶梯型斜裂缝,并逐渐变宽变长,同时 W 墙面中部右侧产生的新的斜裂缝和已有裂缝贯通在一起,E 墙面洞口左下方产生新的阶梯型裂缝,与已有裂缝形成 X 型贯通裂

缝,E 墙面和 W 墙面的洞口周围出现破碎和外涂料脱落状况,两边的斜裂缝交叉相连试件 N 墙面与 S 墙面均未产生裂缝。

4) 试件 PW-F-S 加载到 50 kN 时,墙面出现裂缝,开裂位移为 $\Delta_c = 4.5$ mm。转为按位移控制加载。W 墙面和 E 墙面洞口右下方、洞口左下方均产生新的阶梯型裂缝,与已有裂缝形成 X 型贯通裂缝,并逐渐变宽变长,试件 N 墙面与 S 墙面均未产生裂缝。

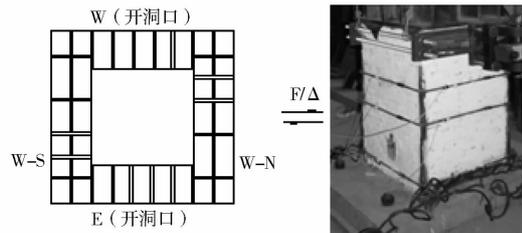


图 3 各个墙面的编号

试验表明,加载初期,试件卸载后残余变形很小,处于弹性阶段。与初始试件相比,加固试件的破坏形态有明显改变。初始试件 W 与 E 墙面破坏为剪切破坏,符合一般砌体结构破坏特征^[12-15]。N 与 S 墙面的破坏为弯曲破坏。加固试件,由于在灌浆临近区域的墙体达到开裂应力,在 E 与 W 墙面上部出现斜向主裂缝;在灌浆区域墙面未产生裂缝;经过围箍钢筋施加预压应力的墙体,墙体斜裂缝的出现和发展受到约束。

3.2 承载力和位移

各墙体的极限荷载和极限位移对比如表 4 所示。从表 4 可以看出,灌浆围箍复合加固,除了使构件的极限荷载得以提高外,还改变构件的变形能力,加固后墙体的极限位移较未加固墙体有明显提高。

表 4 试件的极限荷载和极限位移

试件	竖向压力/ kN	开裂荷载/ kN	极限荷载/ kN	极限位移/ mm
W	200	60	91	20.01
PW	200	30.5	129.5	20.45
W-S	200	60.5	121.5	19.85
PW-S	200	26	126.5	19.97
W-F	200	100	124.5	14.98
PW-F	200	75	156	22.56
W-F-S	200	89	151	25.00
PW-F-S	200	52	183	26.96

3.3 滞回曲线和骨架曲线

加固前后各试件的滞回曲线和骨架曲线如图 4 和图 5 所示。

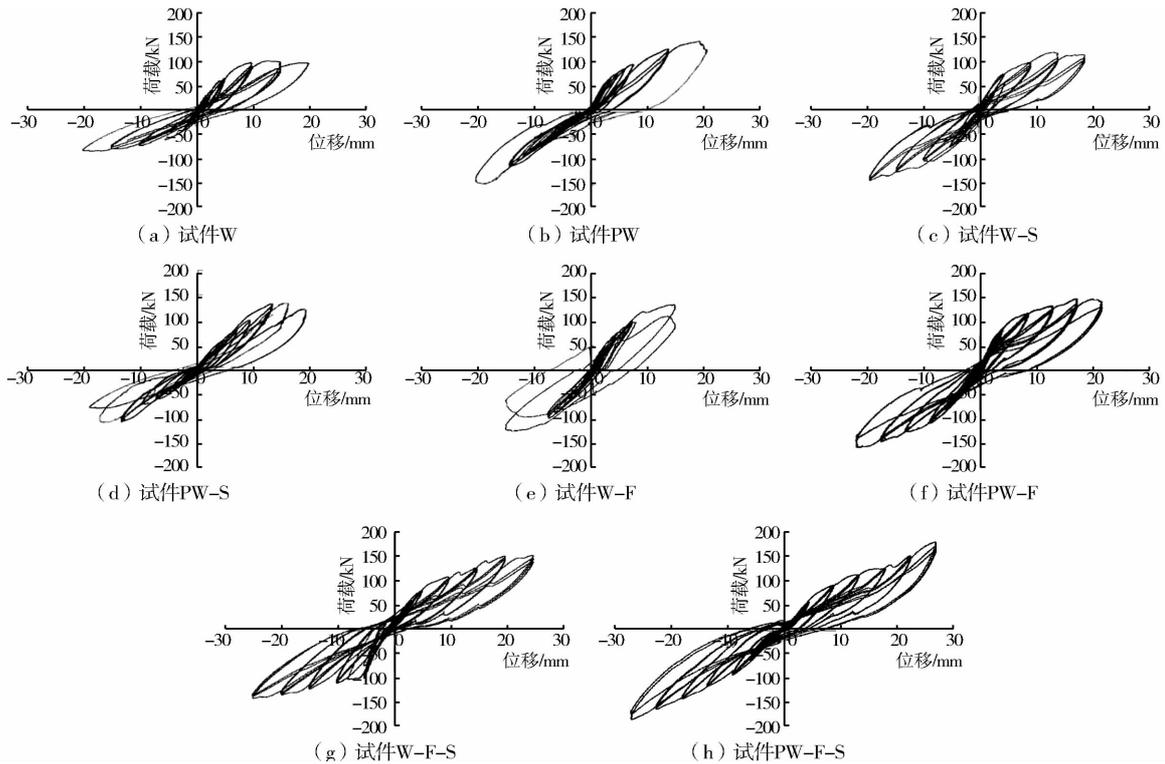


图 4 加固前后各个试件水平荷载-位移滞回曲线

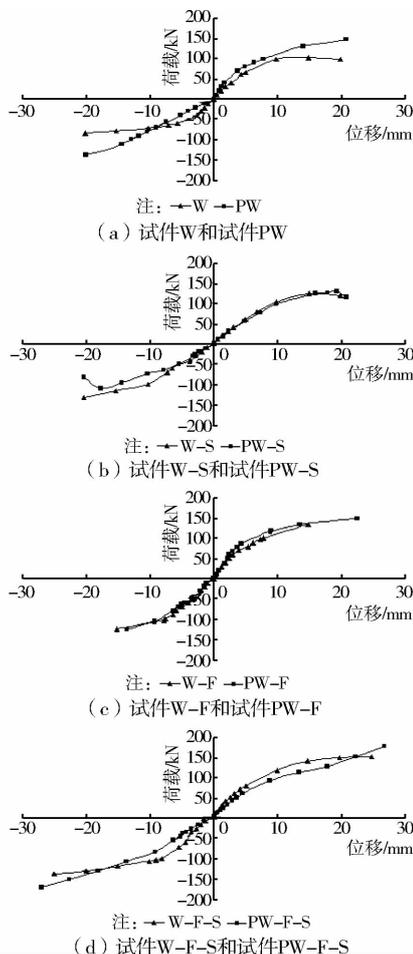


图 5 加固前后各墙体的骨架曲线对比图

对比加固试件与对应初始试件的滞回曲线可以看出,加固试件的极限荷载、极限位移均比初始试件有所提高,说明采用灌浆围箍复合加固墙体的整体性和承载能力均较好。

对比加固试件与对应初始试件的骨架曲线可知,开裂时采用灌浆围箍复合加固后的墙体侧位移角比未加固墙体略有提高,而加固后墙体的刚度退化速率比未加固墙体的低,表明加固后的墙体抗震耗能和变形能力得到提高。加固后墙体的极限荷载明显比未加固墙体的要大,表明灌浆复合加固技术能提高墙体的极限承载能力。

3.4 延性和耗能能力

位移延性系数为骨架曲线上正、反两个方向的极限位移平均值和开裂位移平均值的比值。简化公式如下:

$$\mu_{\Delta} = \frac{|\Delta_{+u}| + |\Delta_{-u}|}{|\Delta_{+c}| + |\Delta_{-c}|} \quad (1)$$

式中: Δ_{+u} 表示正方向的极限位移, Δ_{-u} 表示反方向的极限位移, Δ_{+c} 表示正方向的开裂位移, Δ_{-c} 表示反方向的开裂位移。按公式(1)计算加固前后墙筒试件的延性系数,结果如表 5 所示。

从表 5 可以看出,采用灌浆围箍复合加固后的 4 个试件,其延性系数均比初始试件有所提高,说明灌浆围箍复合加固能提高震损墙体的塑性变形能力。

表 5 加固前后各墙体延性系数

试件	$\Delta_{+u}/$ mm	$\Delta_{-u}/$ mm	$\Delta_{+c}/$ mm	$\Delta_{-c}/$ mm	μ_{Δ}
W	14.82	-15.22	4.32	-5.64	3.02
PW	20.71	-20.09	2.23	-3.02	7.77
W-S	14.75	-15.27	4.92	-6.49	2.63
PW-S	20.11	-19.83	2.35	-2.9	7.61
W-F	14.78	-15.18	7.31	-7.63	2.01
PW-F	22.49	-22.63	4.30	-4.92	4.89
W-F-S	24.80	-25.19	4.20	-8.30	3.99
PW-F-S	26.75	-27.17	4.35	-4.89	5.83

采用滞回环面积 $S=S_{ABC}+S_{ADC}$ 、能量耗散系数

$$\varphi = \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}}, \text{ 等效粘滞性阻尼系数 } h_e = \frac{\varphi}{2\pi}$$

来判断墙体的耗能能力。 S_{ABC} 、 S_{ADC} 、 S_{OBE} 、 S_{ODF} 如图 6 所示。各个试件的滞回环面积、能量耗散系数和等效粘滞阻尼比系数详见表 6 所示。

表 6 滞回环面积 S 和等效粘滞阻尼比系数 h_e

试件	开裂 $S/$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}$)	开裂 φ	开裂 h_e	极限 $S/$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}$)	极限 φ	极限 h_e
W	85.08	0.308 8	0.049 1	1 407.98	0.771 5	0.122 8
PW	60.90	0.434 3	0.069 1	2 006.62	0.700 5	0.111 5
W-S	148.39	0.389 5	0.062 0	1 277.61	0.529 6	0.084 3
PW-S	78.25	0.987 7	0.157 2	1 810.44	1.051 1	0.167 3
W-F	209.02	0.279 6	0.044 5	1 911.98	1.073 1	0.170 8
PW-F	259.19	0.748 3	0.119 1	6 103.87	1.735 3	0.276 2
W-F-S	203.74	0.437 3	0.069 6	1 746.03	0.454 2	0.072 3
PW-F-S	188.87	0.805 5	0.128 2	4 489.13	1.259 7	0.200 0

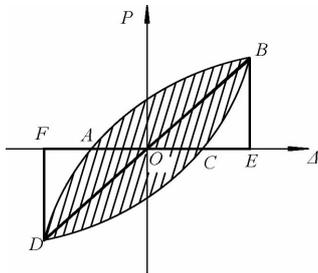


图 6 等效粘滞阻尼比系数示意

分析表 6 中的数据可以发现:采用灌浆围箍复合加固的试件,从开裂到极限破坏状态过程中,其滞回环面积、能量耗散系数以及等效粘滞阻尼比系数均比初始试件有所提高,说明灌浆围箍复合加固能提高震损砖砌体的耗能能力。以试件 PW-F 和 W-F 为例,在极限状态下, PW-F 的滞回环面积提高非常

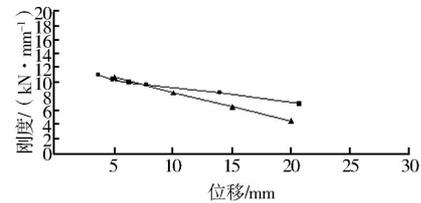
明显,滞回曲线趋于饱满,说明加固试件在卸载时残余变形较大,吸收的能量增多,其能量耗散系数 φ 和等效粘滞性阻尼系数 h_e 比 W-F 提高了 62%。

3.5 刚度退化

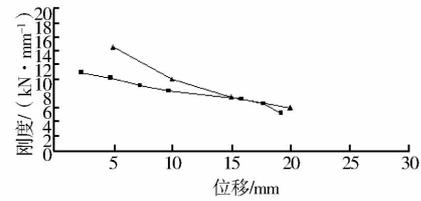
采用割线刚度分析刚度的退化,取同一个循环中正反两个方向的荷载绝对值之和与位移绝对值之和的比值作为刚度值 K_i ,即

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (2)$$

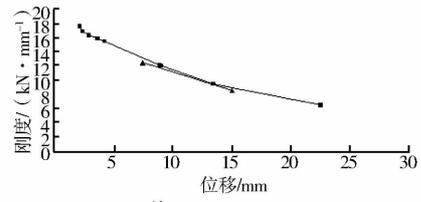
式中: F_i 为第 i 次循环水平荷载峰值或位移峰值所对应的荷载值; X_i 为第 i 次循环水平荷载峰值或位移峰值所对应的位移值; K_i 为第 i 次循环的割线刚度。



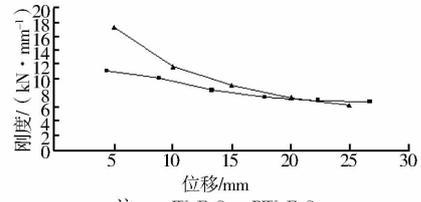
(a) 试件W和试件PW



(b) 试件W-S和试件PW-S



(c) 试件W-F和试件PW-F



(d) 试件W-F-S和试件PW-F-S

图 7 加固前后各试件刚度退化曲线

从图 7 可以看出:1)各个试件的刚度退化规律比较一致,随着位移的增加,刚度逐渐降低,开裂后试件的刚度退化速度较快,接近最大承载力时,刚度退化的幅度趋于平缓。2)加固后的试件 PW-F-S 和试件 PW-S 的初始刚度均比未加固的试件 W-S-F 和试件 W-S 的初始刚度小,但是刚度退化比较缓

慢。其原因主要是灌浆仅能修补部分主要裂缝,仍有很多微裂缝未得到修复,同时使得裂缝中存在的砂砾等,也严重影响了胶结质量。

4 结 论

1)采用灌浆围箍复合加固震损古砖塔砌体墙筒,可大幅提高震损古砖塔砌体结构的延性与耗能能力,有效改善古砖塔结构的抗震性能。

2)钢围箍的预拉力对于提高结构承载力具有贡献,但是采用灌浆围箍复合加固震损古砖塔砌体墙筒不能提高结构整体刚度。

3)地震作用下,灌浆加固区域由于强度较高不会发生破坏,结构将发生新的破坏形态在毗邻区域会产生新的破坏裂缝。这一加固方法对文物建筑是否有利,值得进一步探讨。

4)采用特小型砖块砌筑制作的小尺度模型与原型结构在细观构造上极其相似,其破坏特征、耗能机理等与原型结构具有相似性,可用于定性评价原型结构震损加固后的抗震性能,若用于确定原型结构加固后的抗震性能定量指标尚需进一步研究。

参考文献:

- [1] Yuan J L, Li S C. Study of the seismic damage regularity of ancient masonry pagodas in the 2008 Wenchuan Earthquake [C]//WIT Transactions on the Built Environment-Earthquake Resistant Engineering Structures, 2013, 132: 421-432.
- [2] 湛壮丽,王桢. 古塔纠倾加固技术[M]. 北京:中国铁道出版社,2011.
- [3] 宋彧,周乐伟,原国华. 砌体结构预应力斜拉筋加固抗震性能试验研究[J]. 兰州理工大学学报, 2008, 34(5):118-121
- Song Y, Zhou L W, Yuan G H. Experimental investigation of aseismic behavior of masonry envelopes strengthened with prestressed diagonal bar [J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2008, 34(5): 118-121.
- [4] Borri A, Casadei P, Castori G, et al. Strengthening of brick masonry arches with externally bonded steel reinforced composites [J]. Journal of Composites for Construction, 2009, 13(6): 468-475.
- [5] Borri A, Castori G, Corradi M. Shear behavior of masonry panels strengthened by high strength steel cords [J]. Construction and Building Materials, 2011, 25(2): 494-503.
- [6] Altin S, Kuran F, Anil O, et al. Rehabilitation of heavily earthquake damaged masonry building using steel straps [J]. Structural Engineering and Mechanics, 2008, 30(6): 651-664.
- [7] Akhaveissy A H, Milani G. A numerical model for the analysis of masonry walls in-plane loaded and strengthened with steel bars [J]. International Journal of Mechanical Sciences, 2013, 72: 13-27.
- [8] Miltiadou-Fezans A, Tassios T P. Stability of hydraulic grouts for masonry strengthening [J]. Materials and Structures, 2013, 46(10): 1631-1652.
- [9] Nolph S. Static cyclic response of partially grouted masonry shear walls [J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 138(7): 864-879.
- [10] Alcaino P, Santa-Maria H. Experimental response of externally retrofitted masonry walls subjected to shear loading [J]. Canadian Metallurgical Quarterly, 2008, 12(5): 489-498.
- [11] Paret T F, Freeman S A, Searer G R, et al. Using traditional and innovative approaches in the seismic evaluation and strengthening of a historic unreinforced masonry synagogue [J]. Engineering Structures, 2008, 30(8): 2114-2126.
- [12] 骆万康,李锡军. 砖砌体剪压复合受力动,静力特性与抗剪强度公式[J]. 重庆建筑大学学报,2000, 22(4):13-19.
- Luo W K, Li X J. Study on the response of brick Masonry structure under dynamic and static shear-compression loading and suggested shearing equation [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2000, 22(4): 13-19.
- [13] 洪峰,王绍博. 砌体结构抗震抗剪强度分析[J]. 地震工程与工程振动,2000, 20(3):22-32.
- Hong F, Wang S B. Analysis of earthquake shear strength of masonry structures [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2000, 20(3): 22-32.
- [14] 蔡勇. 砌体在剪压复合作用下抗震抗剪强度分析[J]. 建筑结构,2011, 41(2):74-77.
- Cai Y. Analysis on aseismic shear strength of masonry under shear-compression composite action [J]. Building Structure, 2011, 41(2): 74-77.
- [15] 苏启旺,刘成清,赵世春. 砌体结构地震破坏程度的估计研究[J]. 工业建筑,2013, 43(2):39-44.
- Su Q W, Liu C Q, Zhao S C. The estimate research on seismic damage degree of masonry building [J]. Industrial Construction, 2013, 43(2): 39-44.