

底框砌体剪力墙震损房屋抗震加固拟动力子结构试验

陈再现^{1,2}, 王凤来¹, 杨同盖¹, 杨刚¹

(1. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 哈尔滨 150090; 2. 哈尔滨工业大学(威海) 土木工程系, 威海 264209)

摘要:在完成了 3 层足尺底框配筋砌块短肢砌体剪力墙震损房屋损伤程度的评估、加固的基础上,通过对加固后的 3 层房屋进行拟动力抗震性能试验,研究了震后受损结构构件所用加固方法的适用性和加固对恢复结构抗震性能的效果,为寻求震损结构加固修复的方法提供理论依据,并为汶川地震受损底框房屋的结构修复提供参考。

关键词:刚度测试;拟动力子结构试验;加固方法;足尺模型;震后修复

中图分类号:TU375;TU317.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2011)06-0001-06

Experimental Analysis of Seismic Performance of Strengthening Frame-supported Reinforced Concrete Masonry Short-leg Shear Wall Structure Damaged by Earthquake Using the Sub-structure Pseudo-dynamic Test

CHEN Zai-xian^{1,2}, WANG Feng-lai¹, YANG Tong-gai¹, YANG Gang¹

(1. Department of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, P. R. China;

2. Department of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology at Weihai, Weihai 264209 Shandong, P. R. China)

Abstract:Based on the damage assessment and strengthening scheme of the full-scale model which is the three-floor frame-supported reinforced concrete masonry short-leg shear wall structure, the strengthened model is tested using the substructure pseudo-dynamic testing method. The applicability of the proposed strengthening technique for the building damaged by earthquake is discussed. Thus, the seismic performance of the strengthened model is proposed to seek the strengthening technique for the structure damaged by earthquake, and it provides important reference for the post-disaster reconstruction after Wenchuan earthquake.

Key words: stiffness test; substructure pseudo-dynamic test; strengthening technique; full-scale model; post-earthquake reconstruction

在中国的城市中,临街的住宅、办公室等建筑在底层或底部 2 层设置商店、餐厅或者银行等,房屋的上部几层为纵、横墙比较多的砌体墙承重结构,房屋的底层或底部 2 层需要大空间而采用框架-剪力墙结构,这就是底框砌体剪力墙房屋。由于这种类型的结

构容易满足建筑功能的需要,具有较多层钢筋混凝土框架房屋造价低和便于施工等优点,是中国中高层底部大空间建筑的一种具有竞争力的结构体系^[1]。5.12 汶川地震后,清华大学、西南交通大学和北京交通大学土木结构^[2]有关专家开展了建筑震害调查,调

收稿日期:2011-04-15

基金项目:国家自然科学基金重大研究计划项目(90715036);国家自然科学基金面上项目(51078109);哈尔滨工业大学(威海)校科学研究基金(hit(wh)XB200909);哈尔滨工业大学科研创新基金资助(HIT. NSRIF. 20111114)

作者简介:陈再现(1981-),男,博士,主要从事结构试验与检测技术、砌体与混凝土结构抗震性能研究,(E-mail)zaixian_chen@sina.com。

查表明该类房屋 69% 的属于加固后可使用, 31% 的属于停止使用和立即拆除的。因此, 研究该类房屋震后修复加固方法及加固后抗震性能, 对保证震后恢复重建工作有力、有序、有效地开展, 促进灾区经济社会的恢复和发展, 具有重要的现实意义。

目前, 对加固方法和加固效果的研究多停留在抗震加固^[3-10]层面, 而很少有关于震后修复加固方面的理论和实验研究^[11]。然而, 结构震后修复加固不同于结构抗震加固, 抗震加固是对不满足抗震设防要求的建筑结构进行加固, 提升其抗震能力; 结构震后修复加固是在原结构受到损伤前提下, 通过对损伤进行修复达到恢复原抗震能力或提升其抗震能力的目的。本文在完成底框配筋砌块短肢砌体剪力墙房屋震损结构损伤程度的评估、加固的基础上, 首次对经加固维修后的结构足尺模型进行拟动力子结构试验, 分析其加固方法的适用性以及震损房屋抗震性能, 为这种结构形式建筑的震后整体修复提供技术支持。

1 试验概况

1.1 试验方法

对加固后模型首先进行初始刚度测试, 然后进行拟动力子结构试验。

1.1.1 初始刚度测试方法 初始刚度测试采用力控制进行测试, 3 层、2 层初始刚度测试采用 2 个作动器作用的方法, 而 1 层初始刚度测试采用单个作动器作用的方法。其具体方法为: 测试 1 层刚度时放松 2 层、3 层作动器, 1 层作动器推, 推力为 F_1 , 测得 1 层的层间位移为 Δ_1 ; 测试 2 层刚度时放松 3 层作动器, 1 层作动器拉, 2 层作动器推, 二者出力均为 F_2 , 测得 2 层的层间位移为 Δ_2 ; 测试 3 层刚度时放松 1 层作动器, 2 层作动器作为约束, 3 层作动器推, 推力为 F_3 , 测得 3 层的层间位移为 Δ_3 , 各层层间刚度 K_i 按式(1)计算。其原理见图 1。

$$K_i = \frac{F_i}{\Delta_i} \quad (1)$$

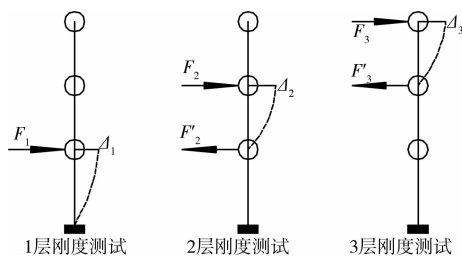


图 1 初始刚度测试原理图

1.1.2 拟动力子结构试验中实测层刚度计算方法
拟动力子结构试验过程中实测层刚度计算方法原

理见图 2 所示, 地震动加速度第 j 步第 i 层实测层间侧移刚度 $K_{i,j}$ 按式(2)计算。

$$K_{i,j} = \frac{\sum_{k=i}^3 F_{k,j}}{(\Delta_{i,j} - \Delta_{i-1,j})} \quad (2)$$

式中: $F_{i,j}$ 为表示第 j 步第 i 层作动器施加的作用力; $\Delta_{i,j}$ 为表示第 j 步第 i 层测得相对于地面的层位移; $\Delta_{0,j} = 0$

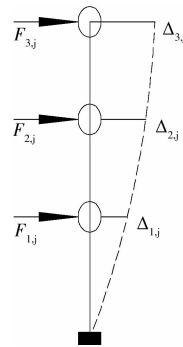
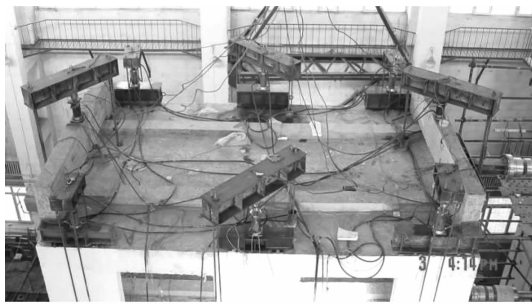


图 2 拟动力子结构试验过程中各步实测层刚度计算方法原理图

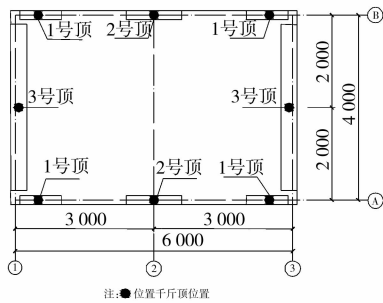
1.1.3 拟动力子结构试验方法 加固后的拟动力子结构试验方法, 采用哈尔滨工业大学吴斌教授提出的, 且在加固前验证可行并成功应用于加固前系统模型拟动力子结构试验的等效力控制方法^[12-15]。加固后拟动力子结构试验仍采用为 Elcentro 地震动记录(S-N), 选取前 6 s 的记录做试验, 时间步长为 0.02 s, 地震动峰值加速度分别为 220 gal。本次拟动力子结构试验采用试验子结构为底部 2 层计算子结构为上部 4 层的拟动力子结构试验, 3 层只作为施力层加载, 计算子结构的恢复力模型采用线性恢复力模型。

1.2 加载装置及测点布置

试验装置包括竖向加载装置和水平加载装置, 如图 3、图 4 所示: 1) 竖向荷载通过 3 层顶面 8 台 500 kN 千斤顶和反力架施加, 每个墙片采用一级分配梁。千斤顶上的反力架通过竖向钢筋拉结, 钢筋与试验室地板通过螺栓连接形成自锚系统, 分配梁的传力点设钢滚轴。各千斤顶施加的恒定竖向荷载见表 1。2) 水平荷载通过分别在 3 层和 2 层顶楼板处连接 1 个 630 kN 作动器以及 1 层顶楼板处连接 1 个 250 kN 作动器来施加。文中模型层间相对位移采用 6 个高精位移计(LVDT)进行测量, 每层 2 个放在每层顶对称位置, 均在水平作动器作用方向且远离水平作动器加载一面, 取其平均值为层间相对位移实测值。



(a) 竖向加载装置



(d) 千斤顶布置示意图

图 3 竖向加载装置及千斤顶布置示意图

表 1 各千斤顶施加荷载表

	1号顶	2号顶	3号顶
施加力/kN	133	160	218



图 4 水平加载装置照片

2 加固前后模型试验结果及对比分析

2.1 加固后拟动力子结构试验结果及破坏过程

图 5 为模型各层的位移时程曲线。图 6 给出了地震动峰值加速度为 220 gal 时试验子结构层剪力-层间位移滞回曲线。加固后模型进行拟动力子结构试验时,在地震动步数 90 步之前,无异常现象。当达到 91 步时,①轴框架柱与后浇带连接处粘钢处发出清脆的“啪啪”声,这是由模型粘钢胶断裂产生的,同时可以看到粘贴钢板处会产生混凝土灰尘,伴随沉闷的“砰砰”声。此时从位移时程曲线可以看出,此时正接近正向第 1 个峰值点(即 1.82 s 时,作动器出力状态为拉),而从 1 层的层剪力-层位滞回曲线可以看到正向峰值点附近曲线有明显的突变,1 层层剪力达到

462 kN,层间位移达到 9.76 mm,此时①轴框架柱与后浇带连接处粘钢加固部位已经发生破坏,接着由损坏后的模型继续承担地震力,层间剪力和层间位移继续增大。当达到第 94 步时,即达到正向第 1 个峰值点,2 层①轴附近圈梁负弯矩区粘钢加固部位出现类似第 91 步时①轴框架柱与后浇带连接处粘钢处发生的现象,此时 2 层层间剪力为 462 kN,层间位移为 3.77 mm,此处粘钢加固部位也已经发生破坏。

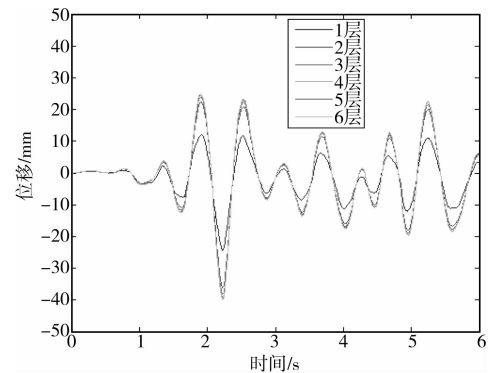
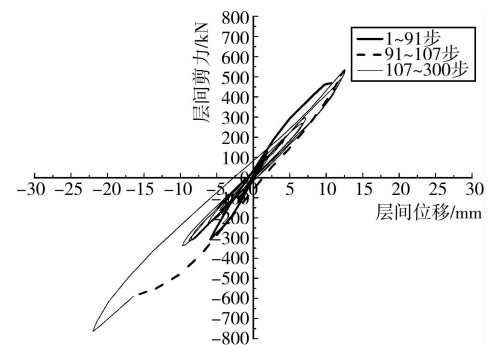
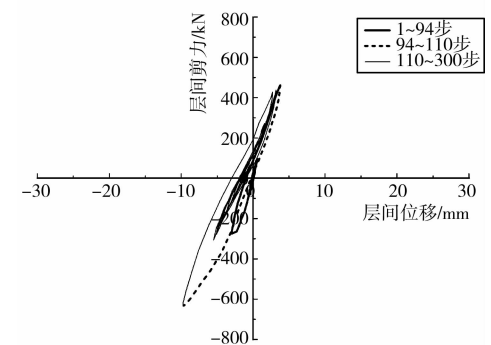


图 5 模型各层位移时程曲线



(a) 1层层剪力-层间位移滞回曲线



(b) 2层层剪力-层间位移滞回曲线

图 6 加固后试验子结构层滞回曲线

随后又进入平稳的试验阶段,不久后③轴框架柱与后浇带连接处粘钢在第 107 步地震动(此时 1 层层剪力为 -589 kN,层间位移为 -16.37 mm,负号表示作动器出力状态为推)、2 层③轴附近圈梁粘钢在第 110 步(即 2.2 s,从位移时程曲线可以看出,此时模型达到负向的峰值点,作动器出力状态为推,此时 2 层层剪力为 -633 kN,层间位移为 -9.74 mm)均发生与前面同样现象,同样可以从一

层滞回曲线看出在 107 步发生明显的折点。

经历 2 次有明显现象产生的破坏后,由于已经经历了地震动加速度峰值,没有再出现超出前面的结构反应,试验再次进入了平稳的试验阶段,且直至整个试验过程结束,再无明显现象产生。

2.2 加固后拟动力子结构破坏形态

拟动力试验后对模型进行检查,破坏主要发生在柱与后浇带连接处粘钢,以及 2 层顶圈梁负弯矩处和混凝土楼板上粘钢,具体破坏形态及原因分析如下详述:

图 7 为 2 层圈梁③轴附近粘钢的破坏形态,其为作动器在推力作用下破坏的:侧面粘钢部位混凝土整块被拉裂,从而引起粘贴的钢板失效,其形态为裂缝从钢板端部位置向混凝土内部发展的斜裂缝;混凝土楼板上粘钢,一端粘钢胶与混凝土粘贴面被撕裂导致钢板失效。图 8 给出了 2 层圈梁①轴附近粘钢的破坏形态,其为作动器在拉力作用下破坏的:侧面粘钢部位及混凝土楼板上粘钢均为一端粘钢胶与混凝土粘贴面被撕裂导致钢板失效。



图 7 2 层圈梁③轴附近粘钢的破坏形态

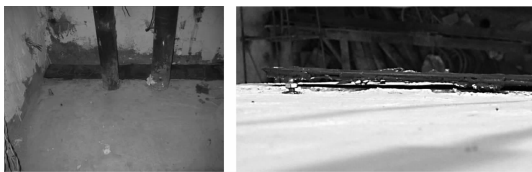


图 8 2 层圈梁①轴附近粘钢的破坏形态

图 9 给出柱与后浇带连接处①轴附近粘钢的破坏形态,其为作动器在拉力作用下破坏的:侧面粘钢部位混凝土整块被拉裂,同时粘钢胶与混凝土粘贴面被撕裂,导致粘钢失效,而弯折粘贴于柱侧面的钢板没有破坏。图 10 给出柱与后浇带连接处③轴附近粘钢的破坏形态,其为作动器在推力作用下破坏的:侧面粘钢胶与混凝土粘贴面被撕裂,同时后浇带与混凝土柱连接处混凝土被拉裂,导致粘钢失效,而弯折后贴于柱侧面的钢板依然完好。

上述粘钢的破坏形态基本为钢板端头的脆性剥离破坏,这是由于粘钢加固用的粘钢胶弹性模量很低,表现为明显的脆性性能,非常容易断裂,在地震

作用下与钢板和混凝土无法协调变形,从而出现混凝土被拉裂或粘钢面被撕裂致使粘钢失效。

转换层托梁粘贴钢板部位端头处用螺栓进行过锚固处理(图 11),在拟动力试验后,无以上形式破坏。由此可见,粘钢加固时,将钢板进行弯折粘贴于与加固面垂直的平面上或者采用螺栓打孔进行锚固处理,可提高加固面的承载能力。然而,随着地震荷载的增加,锚栓承担的外张力以及剪力都会加大,即钢板对锚栓的“剪撬”作用会加大,同时螺栓周围混凝土所需承担的内力也会加大,最后会因为内力过大导致混凝土局部被压碎或者混凝土构件从螺栓孔部位开裂,粘钢端头锚栓的作用削弱,最终钢板端头还是会发生脆性撕裂破坏。因此,粘钢加固在地震作用下,表现为极为典型的脆性剥离破坏,应慎用于结构体系构件的震后修复加固。

同时,模型中所有粘贴玻璃纤维布的位置,没有产生玻璃纤维布被剥离或者被拉断的现象,所加固构件也未产生新的裂缝。从总体来看,用环向缠绕封闭式粘贴 GFRP 加固的构件,有较好的延性,仍有继续抵抗地震力作用的潜力。而模型中的裂缝灌胶并没有对裂缝处混凝土起到良好的粘结作用,裂缝处仍是模型的薄弱部位。



图 9 柱与后浇带连接处①轴附近粘钢的破坏形态



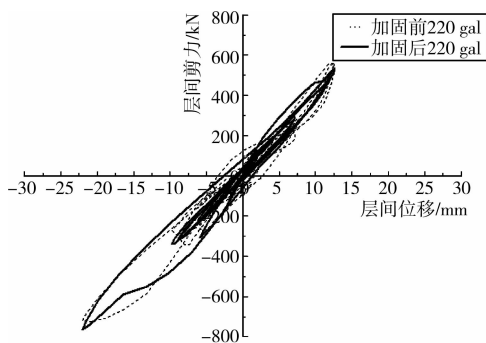
图 10 柱与后浇带连接处③轴附近粘钢的破坏形态



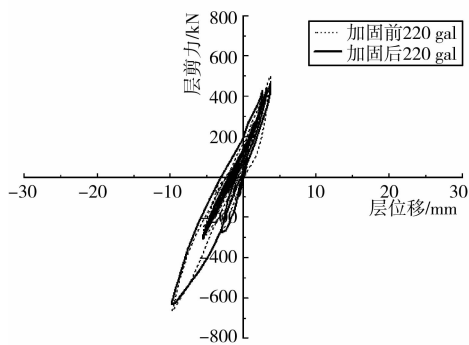
图 11 一层顶框架梁侧粘钢处锚固处理图

2.3 加固前后拟动力子结构试验结果对比分析

图12给出了加固前后模型在峰值加速度220 gal作用下试验子结构层滞回曲线比较曲线。从滞回曲线的对比情况来看,加固前后试验模型在220 gal时具有基本相当的耗能能力,说明采用本文综合加固的方法对试验模型进行震后修复,是可以保证试验模型加固后的动力性能和抗震性能的。而粘钢部位发生撕裂破坏后,模型的层间剪力及层间位移还有继续增长的趋势,进一步说明了用环向缠绕封闭式粘贴GFRP加固的构件,有较好的延性,仍有继续抵抗地震作用的潜力。



(a) 1层滞回曲线比较曲线



(b) 2层滞回曲线比较曲线

图12 加固前后试验子结构层滞回曲线比较曲线

2.4 刚度试验结果及分析

模型加固前在峰值加速度为35 gal的力控制拟动力子结构试验前进行过1次初始刚度测试,在峰值加速度为110 gal的等效力控制拟动力子结构试验前进行过1次初始刚度测试,模型加固修复后又进行过1次初始刚度测试,刚度测试结果见表2。这里需要指出的是,在进行110 gal等效力控制拟动力子结构试验前进行了大量的位移控制方法的试验测试研究,导致试验模型在进行110 gal等效力控制拟动力子结构试验时,模型已经发生轻微破坏,尤其是后浇带与柱连接处所植钢筋产生了较大的塑性变形导致连接面处混凝土开裂,导致试验模型刚度有所降低。

从表2中看出,加固后测试的试验模型初始刚度较力控制前(即试验模型最初的初始刚度)的刚度

低,但是较加固前进行等效力控制前测试的初始刚度要高,说明经过粘钢、环向缠绕封闭式粘贴GFRP和压力灌胶修补裂缝的加固方法能很大程度的恢复受损结构的刚度,但是模型由于“地震”后出现了内部损伤,特别是对于混凝土和砌体材料非线性比较复杂材料,经过上述加固后很难达到新建结构的刚度。需要注意的是,本文加固方案中未对3层进行任何加固措施,而3层刚度能在对1层、2层进行加固后提高到进行等效力控制拟动力子结构试验时的刚度,更进一步说明3层在等效力控制拟动力子结构试验前后基本没有进一步破坏,其刚度的减少只是由于下部结构发生破坏引起的,同时也说明2层顶连梁对3层刚度影响很大,对连梁进行加固能有效提高与连梁相连层的刚度。

表3给出了加固前峰值加速度为220 gal与加固后220 gal时峰值点等效剪切刚度比较,可以看出加固后220 gal时试验模型退化后的峰值点刚度较加固前220 gal时试验模型退化后的峰值点要高将近两倍,此时模型中的粘钢已经破坏退出工作,而粘贴的玻璃纤维布基本完好,说明在柱、剪力墙等构件上环向缠绕玻璃纤维布的加固方法可以有效的提高试验模型的刚度。

表2 模型初始刚度对比

	1层	2层	3层
力控制前(35 gal前)初始刚度/(kN·mm ⁻¹)	116	306	422
等效力控制前(110 gal前)初始刚度/(kN·mm ⁻¹)	63	155	235
加固后初始刚度/(kN·mm ⁻¹)	99	181	235

表3 加固前后峰值点刚度比较

层数	峰值加速度/gal	加固前 220	加固后 220	比值
1层	峰值点位移/mm	-15.75	-20.73	-
	峰值点刚度/(kN·mm ⁻¹)	16.8	30.1	1.79
2层	峰值点位移/mm	-7.99	-8.40	-
	峰值点刚度/(kN·mm ⁻¹)	26.5	50.3	1.90

注:为了减少误差,表中给出的峰值点刚度值为达到峰值点的上升段前2~3步实测值的平均值,峰值点位移也为该段位移值的平均值。

3 结论

1)首次完成了震损房屋加固后的拟动力抗震性能试验,结果表明经合理修复加固的框支配筋砌块短肢砌体剪力墙多层结构仍具有较好的抗震性能。

2)在地震作用下,粘钢加固在失效前能提高结构的刚度及抗震承载力,但无论采用端部弯折甚至锚栓都无法改变粘钢加固脆性破坏的特征,因此,粘钢加固方法应慎用于结构体系构件的震后修复加固,可适用于承受静载作用为主的板和次梁等非结构体系构件的加固。

3)在柱、剪力墙等构件上环向缠绕玻璃纤维布的加固方法可以有效的提高试验模型的刚度和延性,在结构抗震加固中使用是可行的;仅采压力灌胶方法进行裂缝修补并不能改变构件的薄弱部位,该方法只是对加固方法的一种辅助。

4)连梁对配筋砌块剪力墙层刚度影响很大,对连梁进行加固能有效提高与连梁相连配筋砌块剪力墙层的刚度。

参考文献:

- [1] 沈聚敏,周锡元,高小旺,等. 抗震工程学[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2000.
- [2] 清华大学,西南交通大学,北京交通大学土木工程结构专家组. 汶川地震建筑震害分析[J]. 建筑结构学报,2008,29(4):1-9.
Civil and Structural Groups of Tsinghua University, Xi'an Jiaotong University and Beijing Jiaotong University. Analysis on seismic damage of buildings in the wenchuan earthquake [J]. Journal of Building Structures,2008,29(4):1-9.
- [3] 中华人民共和国国家标准. JGJ 116—98 建筑抗震加固技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
- [4] 王全凤,柴振岭,黄奕辉,等. GFRP 复合材料加固带壁柱砖墙抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报,2006,39(8):65-71.
WANG QUAN-FENG, CHAI ZHEN-LING, HUANG YI-HUI, et al. An experimental study on the seismic performance of brick masonry walls pilaster reinforced by GFRP[J]. China Civil Engineering Journal,2006,39(8):65-71.
- [5] 谷倩,彭波,刘卫国,等. 碳纤维布抗震加固开门窗洞口砌体墙片的试验研究与受剪承载力分析[J]. 建筑结构学报,2007,28(1):80-88.
GU QIAN, PENG BO, LIU WEI-GUO, et al. Experimental investigations and analysis of shear capacity of masonry walls with window and door openings reinforced with CFRP sheets[J]. Journal of Building Structures,2007,28(1):80-88.
- [6] 刘涛,甄星灿. 某高层建筑工程质量事故实例分析与加固处理[J]. 建筑结构学报,2002,23(2):92-95.
LIU TAO, ZHEN XING-CAN. The analysis and reinforcement of quality defects of a high rise building [J]. Journal of Building Structures,2002,23(2):92-95.
- [7] 高轩能,周期源,陈明华. 粘钢加固 RC 梁承载性能的理论 and 试验研究[J]. 土木工程学报,2006,39(8):38-44.
GAO XUAN-NENG, ZHOU QI-YUAN, CHEN MING-HUA. Theoretical and experimental research on bearing behavior of RC beams strengthened by bonded steel plates[J]. China Civil Engineering Journal,2006,39(8):38-44.
- [8] OEHLES J D. Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits [J]. Journal of Structural Engineering,1994(4):61-70.
- [9] ZIRABA Y N, BALUCH M H. Computational model for reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates[J]. Finite Elements in Analysis and Design,1995,20(4):253-271.
- [10] 肖毅,范世平,杨文义,等. 某学生宿舍楼裂缝压力灌胶及粘碳纤维综合加固施工[J]. 特种结构,2003,20(4):64-65.
XIAO YI, FAN SHI-PING, YANG WEN-YI, et al. Composite strengthening construction of some cracked dormitory building with pressure grouting due and gumming carbon fiber[J]. Special Structures,2003,20(4):64-65.
- [11] 周小真,苏从柏. 钢筋混凝土双肢柱抗震加固与震后修复的试验研究[J]. 工业建筑,1992(9):14-18.
ZHOU XIAO-ZHEN, SU CONG-BAI. Experimental study on strengthening and rehabilitating the twin columns of the reinforced concrete for seismic resistance [J]. Industrial Construction,1992(9):14-18.
- [12] WU BIN, WANG QIAN-YING, SHING P B, et al. Equivalent force control method for generalized real-time substructure testing with implicit integration [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics,2007,36:1127-1149.
- [13] WU BIN, XU GUO-SHAN, DENG LI-XIA, et al. Recent development of equivalent force control method for hybrid testing [C]//9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering. July 25-29,2010,Toronto,Canada.
- [14] 许国山,吴斌,邓利霞,等. 等效力控制方法及其在混合试验中的应用[J]. 防灾减灾工程学报,2010,30(S):152-159.
XU GUO-SHAN, WU BIN, DENG LI-XIA, et al. Equivalent force control method and its application for hybrid testing[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering,2010,30(S):152-159.
- [15] 陈再现,吴斌,王焕定,等. 多自由度等效力控制拟动力子结构试验研究[J]. 工程力学,2011,28(8):138-144.
CHEN ZAI-XIAN, WU BIN, WANG HUAN-DING, et al. Equivalent force control substructure pseudo-dynamic experimental study on the MDOF model[J]. Engineering Mechanics,2011,28(8):138-144.

(编辑 王秀玲)