

协同式套建增层框架时程分析及防倒塌措施

郑文忠, 张昊宇

(哈尔滨工业大学 土木工程学院, 150090 哈尔滨, hitwz Zheng@163.com)

摘要: 针对如何确保协同式套建增层框架“大震不倒”这一问题, 采用 IDARC(2D) 非线性分析程序对协同式套建增层框架进行罕遇地震作用下的非线性时程分析. 结果表明, 协同式套建增层框架的薄弱层多在新增楼盖以下楼层; 部分既有结构在罕遇地震作用下的破坏程度重于新增结构; 部分按照规范设计的协同式套建增层结构在罕遇地震作用下发生了倒塌破坏. 根据计算结果提出了协同式套建增层框架的适用范围、外套框架柱轴压比限值和柱端弯矩增大系数以及相关构造措施, 时程分析表明采用以上措施的结构能够做到“大震不倒”.

关键词: 罕遇地震; 套建框架; 时程分析; 防倒塌措施

中图分类号: TU378 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2011)04-0006-06

Time-history analysis & anti-collapse construction of storey-adding out-jacketing frame cooperated with the existing structure

ZHENG Wen-zhong, ZHANG Hao-yu

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China, hitwz Zheng@163.com)

Abstract: To ensure the anti-collapse capacity of the storey-adding out-jacketing frame cooperated with the existing structure, time-history analysis by IDARC(2D) on the out-jacketing frame under rear earthquake are carried out, which shows that the lateral stiffness of the frame is quite weak below the adding structure; the damages of the existing structure is more serious than the one of the adding structure; and some of the out-jacketing frame designed by Code for design of concrete structures (GB50010—2002) & Code for seismic design of buildings (GB50011—2002) collapse under rear earthquake. Based on the analysis, application limits, column axial compression ratio limits, end-column moment magnification factors and construction measure of the out-jacketing frame are presented. Time-history analysis shows that by these reinforcing measures, collapse of the out-jacketing frame can be prevented effectively.

Key words: rear earthquake; out-jacketing frame; time-history analysis; anti-collapse construction

目前我国建筑的增层需求日益增长. 增层层数较多时一般使用套建增层结构. 套建增层框架承担全部新增楼层的竖向荷载, 避免直接增层导致的既有结构承载力不足, 又能灵活布置楼层房间, 故在增层改造中稳占一席之地. 若将套建增层框架柱与既有结构逐层链杆连接, 使新旧结构竖向自由变形、水平协同工作, 则成为协同式套建增

层结构, 如图 1 所示. 协同套建可减轻套建增层结构侧向刚度的上大下小, 减小套建结构底层柱的计算长度, 已应用于多项工程^[1-2].

目前针对协同式套建增层结构罕遇地震下防倒塌措施研究尚不多见^[3], 故针对框架既有结构的预应力混凝土协同式套建框架开展了研究工作.

1 协同式套建增层结构分析对象选取

1.1 分析对象选取思路

目前混凝土结构设计规范(GB50010—2002)和建筑抗震设计规范(GB50011—2002)(以下简称

收稿日期: 2009-10-26.

基金项目: “十一五”国家科技支撑计划项目(2006BAJ03A10-7);
国家教育部长江学者奖励计划项目(2009-37).

作者简介: 郑文忠(1965—), 男, 博士生导师, 长江学者特聘教授.

称规范)尚未给出针对协同式套建增层结构的设计条款. 对此本文先依据规范对预应力混凝土框架结构的规定设计协同式套建增层框架,之后对其进行罕遇地震作用下的时程分析,根据分析结果对上述标准相应条款进行调整,提出适用于协同式套建增层框架的设计条款.

1.2 协同式结构的基本条件和配筋设计

以3跨既有框架结构为增层对象,恒载 6 kN/m^2 ,活载 3.5 kN/m^2 ,混凝土设计强度等级C30,纵筋HRB335级钢. 首层高 4.5 m ,其余层高 3.6 m ,梁跨度及纵向柱距 6 m ;框架梁截面 $b\times h=300\text{ mm}\times 500\text{ mm}$;设计地震分组假设第1组. 柱截面按规范设计轴压比限值选取. 待考察的影响因素包括既有房屋层数(4,6,8)、设防烈度(6,7,8度)和场地类别(I,II,III类). 由此确定的既有房屋结构如表1所示. 为方便对比将套建结构编号,如7.1-4Y7表示7度区I类场地(2,3分别表示II、III类场地)、4层既有结构、使用既有结构屋面做新增楼层地面(N表示不使用既有结构屋面做新增楼层地面)、新增7层的套建结构.

表1 既有结构编号

烈度	场地	既有结构层数		
		4	6	8
6	I	6.1-4	6.1-6	6.1-8
	II	6.2-4	6.2-6	6.2-8
	III	6.3-4	6.3-6	6.3-8
7	I	7.1-4	7.1-6	7.1-8
	II	7.2-4	7.2-6	7.2-8
	III	7.3-4	7.3-6	7.3-8
8	I	8.1-4	8.1-6	
	II	8.2-4	8.2-6	
	III	8.3-4	8.3-6	

表2 天然地震动记录的选取

场地	地震动记录名称
I	hichi-ILA063 W (简称集集)
	G06-Gilroy#6 W (简称G06)
	GPK-Griffith W (简称GPK)
II	San Fernandons n(san-central Chile earthquake 3 1985) (简称San)
	Sun-10N(Northridge earthquake JAN17, 1994) (简称sun)
	Taft Lincoln School 69°1952 (简称Taft)
III	El Centro Site, 180°1940 (简称EI)
	San Fernando Hollywood storage 90° (简称San3)
	Cpc-Topanga S74E Northridge earthquake (简称Cpc)

使用IDARC-2D(v5.5)进行协同式套建增层结构罕遇地震时程分析. 选取集中塑性模型,柱骨架曲线由IDARC纤维模型程序计算,梁骨架曲

套建增层结构恒载 7.45 kN/m^2 ,活载 3.5 kN/m^2 ,混凝土设计强度等级C40,纵筋HRB400级钢. 梁跨度 21 m ,截面 $b\times h=600\text{ mm}\times 1\,200\text{ mm}$,纵向柱距 6 m ,层高 4 m ,截面尺寸由设计轴压比、层间弹性位移角限值确定,且保证框架层间弹性位移角接近 $1/550$. 预应力筋选用 $f_{\text{ptk}}=1\,860\text{ N/mm}^2$ 的低松弛钢绞线,张拉控制应力 $\sigma_{\text{con}}=0.75f_{\text{ptk}}$,按有粘结两端张拉考虑. 考察因素包括增层层数和增层方式:增层层数由3层至规范规定的框架结构高度限值;套建方式按是否使用既有结构屋面做新增楼层地面楼盖加以区别,见图1. 由此确定待分析的结构共计166个.

结构按图1力学模型计算常遇地震作用下的内力,依规范计算套建框架和既有框架的配筋.

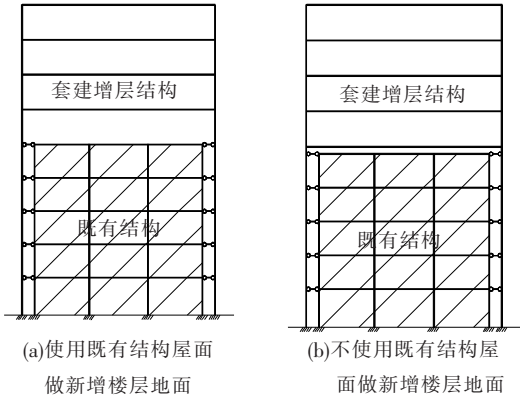


图1 协同式套建增层结构示意图

2 时程分析的方法和关键点

2.1 地震动记录的选取和时程分析条件

选取3条天然地震动记录和1条拟合目标谱的人工地震动,天然地震动记录的选取^[4-5]如表2所示.

线由自编 $M-\phi$ 程序求得. 恢复力模型选取PARK3线性骨架曲线和屈服朝向法滞回模式^[6],控制滞回规则的参数(α, β, γ)通过试算并与预应力

梁拟静力试验对比确定^[7].

使用上述模型对图 2 所示预应力混凝土悬臂梁进行滞回曲线计算,梁端力 - 位移计算结果与拟静力试验曲线对比如图 3 所示. 可见该模型基本能够反映构件实际性能,可用于结构的非线性时程分析.



图 2 预应力混凝土悬臂梁滞回性能试验示意图

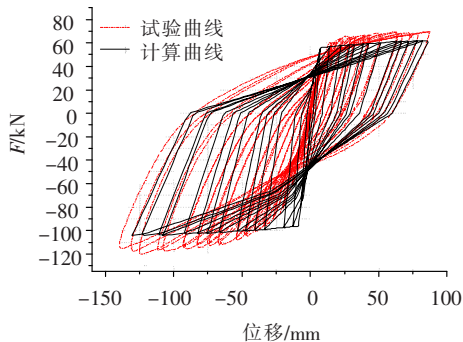


图 3 预应力混凝土悬臂梁滞回曲线对比

协同式套建增层结构的单元划分如图 4 所示,柱为每层一个单元,既有结构梁为每跨一个单元,一根套建框架梁划分为 4 个单元,节点分别设置在预应力筋反弯点附近和跨中. 既有结构在每层端节点与套建框架柱在同一标高铰接连接. 框架梁柱节点刚域按《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)计算.

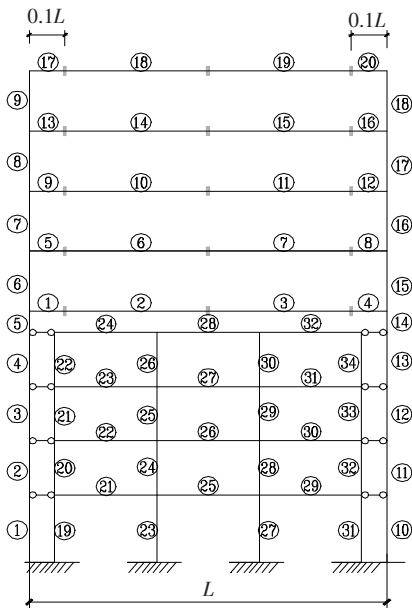


图 4 套建结构分析模型示意图

2.2 结构倒塌判别准则

试算表明对整体结构是否倒塌起决定性作用的是套建增层结构. 因此,倒塌判别主要看套建框架是否变为机构. 参考规范规定,采用破坏机构和层间侧移角限值衡量协同式套建增层框架是否破坏,即结构在任一罕遇地震动作用下出现图 5 所示的任一种机构,或在任一罕遇地震动作用下的层间侧移角达到 1/50 都可判定结构破坏^[8-9].

此外由于整体结构是否破坏主要依赖于套建增层框架,仅既有结构发生层倒塌机制或层间侧移超限时,整体结构尚未倒塌,故整体结构层间侧移应以套建增层框架楼层来衡量,即套建底层按第一层衡量.

地震动加速度时程曲线最大值按相关文献取值^[10].

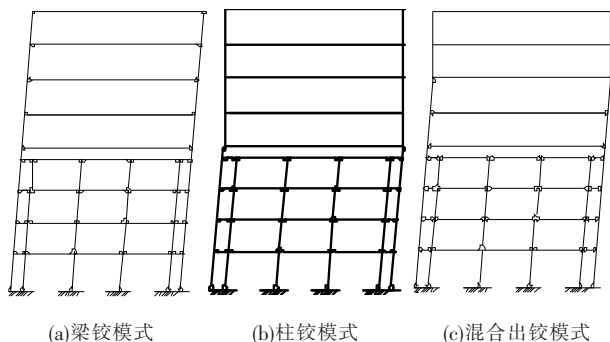


图 5 协同式套建增层结构出铰模式

3 时程分析结果

编号为 6.3-4N8、7.3-4Y7、8.3-6Y3 的协同式套建结构罕遇地震时程分析结果如图 6、7 所示. 图 6 为结构破坏最严重的地震动记录计算结果. 图

7 中的第一层均指套建框架最下层梁至基顶间的部分。

由图 6 可见,既有结构在罕遇地震作用下破坏严重,但由于外套框架柱的约束,在套建柱破坏之前即使既有结构出现层倒塌破坏机制,整体结构也未倒塌。此外,套建增层结构上部几乎未出现较大破坏,发生倒塌的结构全部为套建底层出现层倒塌破坏机制,说明协同式套建增层结构仍存“上刚下柔”的现象。

由图 7 可见,3 个套建结构在罕遇地震作用下

的最大侧移变化规律大致相同:既有结构高度范围内的侧移明显大于上部新增结构,套建底层的层间侧移角也明显大于上层。这与出铰情况相吻合,说明协同式套建增层结构仍存在“高鸡腿”现象,为避免结构发生破坏,套建底层柱应给予一定的增强措施。图 7(c) 结构在 EI 罕遇地震动作用下,套建框架柱在既有结构高度范围内出现受弯屈服,这是由于既有结构出现层倒塌破坏机制后,结构的水平力转由套建框架柱承担,最终使其屈服出铰。可见在既有结构高度范围内的套建框架柱应通常加强。

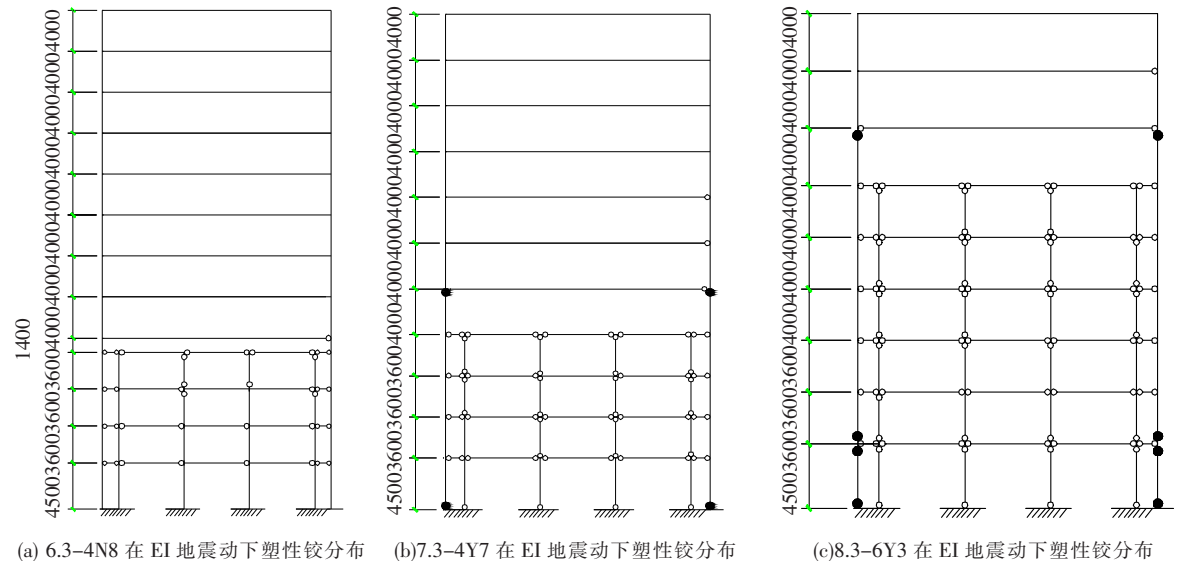


图 6 典型协同套建增层框架结构在罕遇地震动作用下的塑性铰分布图

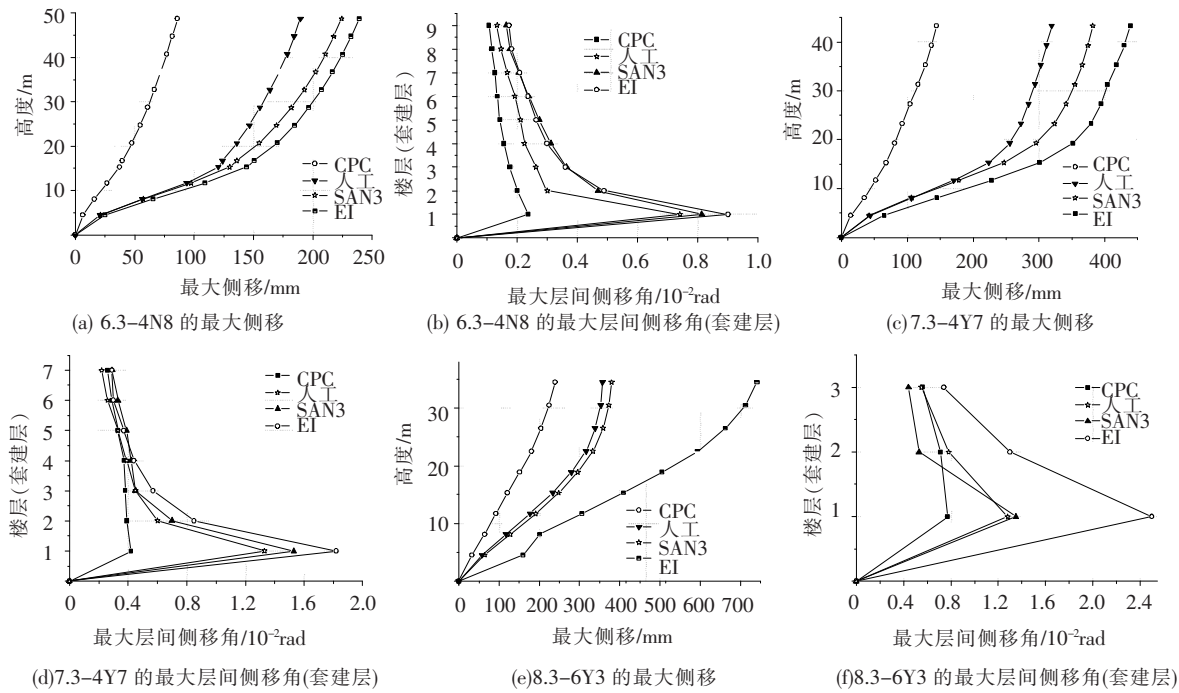


图 7 典型协同套建增层框架结构最大侧移及层间侧移角分布图

对表 1 既有结构进行协同式套建增层,之后逐一进行罕遇地震动作用下的时程分析,得出:

1) 协同套建增层结构在罕遇地震下的破坏情

况如表 3 所示。6 度区总高小于 60 m 的协同式套建增层结构均未发生倒塌;7 度区总高小于 55 m 的协同式套建增层结构有少量发生倒塌破坏;8 度区总

高度小于 45 m 的协同式套建增层结构有较多发生 倒塌.

表 3 协同式套建结构倒塌情况

烈度	场地	既有结构层数		
		4	6	8
6			无	
7	I	7.1-4N4、7.1-4N9	无	无
	Ⅲ	7.3-4N7、7.3-4Y7	7.3-6N6、7.3-6N8 8.1-6N3, 8.1-6Y5	无
	I	所有 8.1-4 层结构	8.1-6Y5, 8.1-6N5	-
8	Ⅱ	8.2-4N3, 8.2-4Y7 8.2-4N7	8.2-6N3, 8.2-6N5	-
	Ⅲ	所有 8.3-4 层结构	所有 8.3-6 层结构	-

2)按照场地土类别排列协同套建增层结构的破坏情况,由严重至轻微的顺序为Ⅲ类>Ⅱ类>Ⅰ类.这是由于协同套建增层结构的基本周期较长,同时,配筋主要由重力荷载组合控制,因此,处于软土地地的套建增层结构地震加速度记录长周期部分的谱值较大,使得结构的地震反应和破坏较为严重.

3)既有结构为 4 层时,协同式套建增层结构的破坏较既有结构为 6 层和 8 层时更加严重.这是由于既有结构为 6 层和 8 层时整体结构的抗侧刚度更弱,基本周期更长,使得结构遭受的地震作用相对减小.

4)不使用既有结构顶层做新增楼层地面时,新增一层和既有结构顶层间出现短柱,刚度很大,破坏严重,甚至使结构倒塌,故应对其采取加强措施.

5)破坏模式几乎全部为底层的层倒塌机制,说明协同式套建增层结构仍未能完全避免“高鸡腿”效应.因此,将套建增层结构柱,尤其是套建底层柱予以增强是保证协同式套建增层结构“大震不倒”的关键.

4 协同式套建增层框架加强措施

1)协同式套建增层结构的建筑高度大都大于 30 m.对于低于 30 m 的套建增层结构按规范衡量,其抗震等级较同条件下高于 30 m 的结构低一个等级.前述时程分析表明这类结构的损伤往往较大,因此,建议此类结构提高一个抗震等级进行设计,故协同式套建增层结构的抗震等级如表 4 所示.

2)既有结构在罕遇地震作用下的破坏往往较套建增层结构上部框架严重.尽管这不会引起整体结构的倒塌,但既有结构相对较大的损伤并不符合用套建增层结构分担既有结构防倒塌任务的结构设计概念.同时考虑到汶川地震中出现了一些发生轴压破坏的框架柱,说明在竖向地震作用下框架柱

混凝土的平均压应力也有可能达到较高水平.因此,认为协同式套建增层框架柱设计轴压比限值可按表 4 取值.

表 4 协同式套建增层框架抗震等级和柱设计轴压比限值

烈度	最大高度/m	抗震等级	设计轴压比限值
6	60	三	0.6
7	55	二	0.7
8	45	一	0.8

3)对于不使用既有结构顶层作新增一层楼盖的协同式套建增层结构,既有结构顶层和新增一层间的套建增层框架柱应按图 8 所示,将短柱扩大为一个节点,节点区的纵筋、箍筋均加大加密.对地震作用较强或房屋抗震性能要求较高的结构尚应配置适量斜向交叉筋,以避免发生短柱的剪切破坏.对采取该措施后的协同式套建增层结构进行时程分析,结果表明该方法明显抑制了短柱在罕遇地震作用下的破坏.

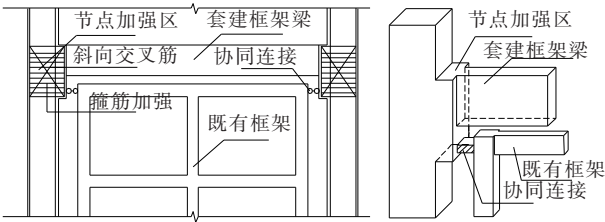


图 8 不使用既有结构顶层的协同套建增层结构短柱加强措施

4)套建底层柱的上端和下端同为薄弱部位,易屈服出铰,因此,套建框架底层上、下柱端弯矩增大系数均应按底层柱对待.选取前述分析中发生倒塌破坏的结构,通过试算得到保证结构在罕遇地震作用下不发生倒塌破坏的柱端弯矩增大系数,如表 5 所示.其中一级框架的系数只适用于 8 度区Ⅰ、Ⅱ类场地土.试算表明 8 度区Ⅲ类场地下一些协同套建增层结构(如 8.3-6Y3、8.3-4N5 等)即使采用底层 1.9、上层 1.8 的柱端弯矩增大系数仍不能防止罕遇地震作用下的倒塌,说明 8

度区Ⅲ类场地不适于协同套建增层.

采用上述柱端弯矩设计值增大系数的结构,柱剪力设计值增大系数也应做相同幅度调整.

时程分析表明,采用以上增强措施后的协同式套建增层结构能够满足“大震不倒”的要求.

表5 套建增层结构柱端弯矩设计值增大系数

抗震等级	柱端弯矩	增大系数
	上层	底层
一 *	1.5	1.60
二	1.2	1.35
三	1.1	1.20

注: * 一级框架尚应满足 $\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_{\text{bua}}$ 的要求.

5 结 论

1)协同式套建增层结构的套建底层为结构的薄弱环节,易在罕遇地震作用下发生层倒塌破坏.既有结构在罕遇地震作用下的破坏程度大于新增楼层,但由于套建柱的约束,仅既有结构出现层倒塌机制不会引起整体结构的倒塌.

2)抗震设防烈度为6度地区的协同式套建增层结构震害较轻;7度、8度地区的协同式套建增层结构,部分在罕遇地震作用下发生了倒塌破坏.随着地震烈度的增高,结构在罕遇地震作用下的破坏程度加剧,破坏数量增加.

3)协同式套建增层框架结构适用于地震烈度为6度、7度区的Ⅰ类、Ⅱ类及Ⅲ类场地以及8度区Ⅰ类、Ⅱ类场地;此类结构的抗震等级和套建框架柱的设计轴压比可按表4取用;若套建框架存在短柱,则应按图8所示措施加强;套建框架底层柱(即由基础顶面至新增一层之间的套建柱)全柱均应采取箍筋加密措施,纵向钢筋应按照底层柱上、下端最不利情况配置;柱端弯矩增大系数按表5取用.

参考文献:

[1] 郑文忠,刘铁,谭军,等.绥芬河青云市场套(扩)建

工程结构设计与施工措施研究[J].土木工程学报,2006,39(11):68-76.

[2] 陈瑜,高红旗,周兴高.建筑改造中的预应力巨型框架设计与施工要点[J].建筑科学,2000(6):36-39.

[3] 高剑平.砖混房屋整体式外套结构加层研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学土木工程学院,2003.

[4] MATJAZ D, ALIREZA A. Ground motion record selection for the seismic design of structures [C]//14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing: [s. n.],2008: 12-17.

[5] IERVOLINO I, MADDALONI G, COSENZA E. Euro-code 8 compliant real record sets for seismic analysis of structures [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2008, 12: 54-90.

[6] VALLES R E, REINHORN A M, KUNNATH S K, et al. IDARC version 4.0: a program for the inelastic damage analysis of buildings, technical report NCEER-96-0010 [R]. Buffalo: State University of New York at Buffalo, 1996: 71-83.

[7] LU Xinzheng, LIN Xuchuan, MA Yuhu. Numerical simulation for the progressive collapse of concrete building due to earthquake [C]//14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing: [s. n.], 2008: 12-17.

[8] XUE Q, WU C W, CHEN C C, et al. Post-earthquake loss assessment based on structural component damage inspection for residential RC buildings [J]. Engineering Structures, 2009 (31): 2947-2953.

[9] BALLING R J, BALLING L J, RICHARDS P W. Design of buckling-restrained braced frames using non-linear time history analysis and optimization [J]. J Struct Engrg, 2009, 135: 461-469.

[10] 龚思礼.建筑抗震设计手册[M].2版.北京:中国建筑工业出版社,2002:19-29.

(编辑 刘 彤)