

文章编号: 1000-582X(2012)01-093-07

混凝土框架结构位移延性与柱曲率延性关系

周 靖, 方小丹

(华南理工大学 亚热带建筑科学国家重点实验室, 广州 510640)

摘 要: 基于国内多层混凝土框架结构的试验数据, 建立混凝土框架柱曲率延性与结构整体位移延性需求的定量关系。收集国内 32 组梁铰屈服机制和破坏机制为主的多层混凝土框架结构系统延性系数和相应楼层位移延性系数的试验数据, 分析试验数据的统计特性; 通过经典解析关系由楼层位移延性系数得到框架柱曲率延性系数, 并建立了框架柱曲率延性与结构系统延性的函数关系。拟合的幂函数模型与样本试验数据的相关系数 $R=0.775$, 非线性数值算例结果表明建立函数模型能够指导混凝土框架柱单元的最大延性控制设计。

关键词: 混凝土框架; 曲率延性; 系统位移延性; 试验数据

中图分类号: TU352.1

文献标志码: A

Relationship between curvature ductility of column and structural displacement ductility for concrete frame structures

ZHOU Jing, FANG Xiao-dan

(State Key Laboratory of Subtropical Building Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, P. R. China)

Abstract: Based on the domestic experimental data of multi-storey concrete frame structures, the relationship between curvature ductility of concrete frame column and structural displacement ductility is proposed. 32 sets experimental data of system displacement ductility and the corresponding storey displacement ductility, which are mainly obtained from beam hinge yield mechanism and failure mechanism, are collected, and statistical property of system placement ductility is analyzed. Curvature ductility of concrete frame column is derived from storey displacement ductility factor by the classical analytic solution, and relationship between curvature ductility of frame column and structural displacement ductility is established. Correlation coefficient (R) for fitting power exponent function model and sample test data is 0.775. Results of nonlinear numerical analysis examples show that statistical function model is able to direct the ductility control design of concrete frame column.

Key words: concrete frame; curvature ductility; structural displacement ductility; experiment data

结构的抗倒塌设计需要通过设计计算手段对结构破坏模式加以控制使之形成最佳耗能机构。为有效实现结构抗震的机构控制, 把握结构单元延性

到整体延性需求的协调匹配关系是开展以构件内力计算为主扩展到整体结构抗震设计^[1]所需要解决的基本问题之一。结构延性水平是确定设计地震作用

收稿日期: 2011-07-03

基金项目: 中国博士后科学基金项目(20100480757); 亚热带建筑科学国家重点实验室基金项目(2010KB13); 教育部高等学校博士学科点专项科研基金项目(20094301120001)

作者简介: 周靖(1974-), 男, 华南理工大学副教授, 博士, 主要从事工程结构抗震性能研究, (E-mail)jingzhchina@126.com.

的基本前提,然而结构进入延性意味着开始破坏,过大地利用非弹性变形将使几何非线性以及次生内力等问题迅速加剧,另外由于混凝土极限变形的限制,结构单元的塑性铰转动量有限,因此没有合适的结构单元延性与整体延性的协调约束关系,可能在预期变形之前,结构关键单元或部位因超过转角极限出现破坏,从而导致整体倒塌。因此延性大小不是评价结构抗震性能的唯一指标,也不能认为塑性发挥愈充分就一定愈有利,而应将承载能力和延性综合考虑,从整体概念设计的角度规定结构局部塑性程度,使之与规范确定的结构系统延性相协调。为此,建立结构系统延性需求与结构关键部位单元曲率延性需求的关系,再从单元曲率延性需求落实到保证延性的构造措施是有效实现机构控制的途径。

从现有研究文献以及国际典型设计规范看,探究结构单元与整体延性需求的协调匹配关系,明确抗震延性能力层次性的研究尚不多。欧洲规范^[2]规定不同延性水平的结构及单元应同时具有足够的延性能力,给出了相对保守的局部单元曲率延性与结构位移延性之间的定量关系,用来直接检验和控制结构局部与系统延性需求之间的协调匹配。国外学者通过大量数值模拟或理论分析探究过简单桥梁结构^[3]、多层钢框架结构^[4]以及混凝土框架结构^[5-6]系统延性需求与框架梁柱延性需求的统计关系,Lu等^[7]通过 3 个不同延性水平的混凝土框架结构试验

研究,检验欧洲规范公式的有效性。在国内,赵艳静等^[8]基于完全的梁铰侧移机构框架系统建立了框架梁柱曲率延性与系统延性需求的关系。总体而言,相关文献主要研究了简单框架结构单元和系统延性需求定量关系,框剪结构等其他结构体系的研究尚没有报道,针对性试验研究极少,认知的深度和广度有限。一般认为,中国建筑抗震设计规范结构影响系数为 0.35,相应的结构位移延性系数约为 4.0,实际上已经规定了结构的塑性程度,但规范并没有给出结构单元具体的塑性状态和延性计算方法,而以强度验算隐含延性要求的方式容易给人误解。由于缺乏用于直接检查和控制结构单元和整体延性需求关系的量化表达,单元层次的延性设计基本难以开展。鉴于此,笔者收集国内 32 组多层(2~6 层)混凝土框架结构的延性试验数据,建立基于试验数据的系统位移延性与柱单元曲率延性需求的上限量关系。

1 试验数据收集及统计特性分析

收集国内文献中同时给出了结构整体和局部楼层位移延性需求及结构相关配置信息的多层混凝土框架结构试验数据。考虑楼层数的影响,选用的结构均大于等于 2 层,试验数据来源于 9 篇文献,共 32 组,结构试验数据中包括楼层最大和次大的位移岩性系数。数据列表及数据来源文献如表 1 所示。

表 1 收集的国内试验数据

编号	结构楼层数	结构位移延性	楼层最大和次大位移延性及楼层位置	楼层延性与结构延性比	计算的框架柱曲率延性	结构屈服和破坏机制	说明以及数据来源
1	3	4.37+	4.55/第 3 层	1.04	12.98	梁铰-底层柱破坏机制	按 78 版抗震规范设计,[9]
2		4.61-	5.02/第 3 层	1.09	14.57		
3		4.37+	4.52/第 2 层	1.03	12.88		
4		4.61-	4.74/第 1 层	1.03	13.63		
5	2	3.04+	3.10/第 1 层	1.02	7.60	梁柱铰混合破坏机制,梁铰破坏为主。中间柱先于梁破坏	高性能混凝土,[10]
6		3.99-	3.87/第 1 层	0.97	10.02		
7		2.37+	2.34/第 1 层	0.99	5.21		
8	4	5.87+	7.51/第 1 层	1.28	25.57	梁铰-底层柱破坏机制。	高性能混凝土,[11]
9		5.87+	7.06/第 2 层	1.20	21.46		
10		6.06-	8.38/第 1 层	1.38	28.86		
11		6.06-	7.58/第 2 层	1.25	23.21		
12	2	5.10+	5.50/第 1 层	1.08	19.41	梁柱铰混合破坏机制,梁铰破坏为主。	预制叠合梁,[12]
13		4.20-	4.80/第 2 层	1.14	16.55		

续表

编号	结构楼层数	结构位移延性	楼层最大和次大位移延性及楼层位置	楼层延性与结构延性比	计算的框架柱曲率延性	结构屈服和破坏机制	说明以及数据来源
14	6	3.90+	7.70/第3层	1.97	28.41	梁柱铰混合破坏机制,梁铰破坏为主。第2层薄弱层柱破坏。	预制梁,[13]
15		3.90+	6.70/第5层	1.72	24.32		
16		5.30-	6.60/第4层	1.25	23.91		
17		5.30-	6.50/第5层	1.23	23.50		
18	2	3.60+	4.50/第1层	1.25	8.38	梁柱铰混合破坏机制,梁铰破坏为主。	预制梁,[14]
19		3.80-	5.00/第1层	1.32	9.43		
20		5.40+	5.30/第1层	0.98	10.07		
21	3	3.78+	3.69/第2层	0.98	7.77	梁铰屈服和破坏机制	异形柱框架,[15]
22		3.78+	4.30/第3层	1.14	9.31		
23		3.41-	3.46/第1层	1.01	9.53		
24		3.41-	3.22/第2层	0.94	6.59		
25	2	5.78+	6.90/第1层	1.19	21.31	梁铰屈服和破坏机制	带施工缝,[16]
26		5.61-	6.44/第1层	1.15	19.73		
27	2	5.91+	6.98/第2层	1.18	20.00	梁铰屈服和破坏机制	[16]
28		6.87-	6.76/第1层	0.98	20.83		
29	3	4.43+	5.25/第3层	1.19	11.70	梁铰屈服和破坏机制	异形柱框架,[17]
30		4.43+	4.14/第2层	0.93	8.90		
31		3.96-	4.29/第1层	1.08	9.28		
32		3.96-	3.90/第2层	0.98	8.30		

说明:表中“+”代表正向加载试验结果,“-”代表反向加载试验结果。

符合条件的资料较少,测试数据以低多层框架结构为主(2~6层)。对结构位移延性系数进行统计特性分析,结果如图1所示。样本平均值4.595,标准偏差1.053,最大值6.87,最小值2.37;样本整体符合正态分布假定,K-S检验系数0.099,此延性

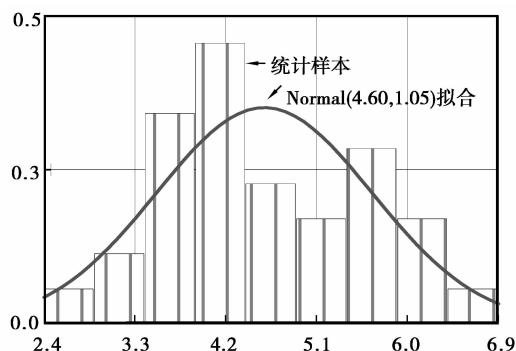


图1 收集的结构延性试验数据分布与正态分布的比较

系数分布特征基本符合目前我国抗震设计规范延性3.0~5.0的要求。从表1可知,楼层位移延性一般大于结构整体位移延性,楼层位移延性与结构位移延性之比的平均为1.155,方差0.047。在收集的试验数据中,结构的屈服机制和破坏机制为梁铰屈服机制和破坏机制,或梁柱铰混合机制且以梁铰屈服和破坏机制为主。

2 混凝土框架柱曲率延性计算

单元截面曲率延性 μ_{ϕ} 是较好的塑性控制指标之一,但国内混凝土框架结构抗震性能测试中极少直接给出框架柱曲率延性指标。为了建立框架柱曲率延性与结构位移延性 μ 需求的直接定量关系,先通过楼层位移延性系数 μ_{Δ} 计算得到框架柱的曲率延性,此计算无需假定结构的屈服机制和破坏机制,等效于由杆件位移延性计算杆件曲率延性,如下式^[18]:

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta} - 1)}{\frac{3l_p}{l_c} \left(1 - \frac{l_p}{2l_c}\right)} \quad (1)$$

式中： l_p 表示塑性铰长度，取 $l_p = 0.5h$ ； h 表示柱截面高度； l_c 表示柱计算长度。

按上式计算的框架柱曲率延性系数结果如表 1 所示。样本整体平均 15.41，标准偏差 7.10，变异系数 0.461，变异较大。样本累积概率函数基本符合对数正态累积概率函数分布，如图 2 所示。

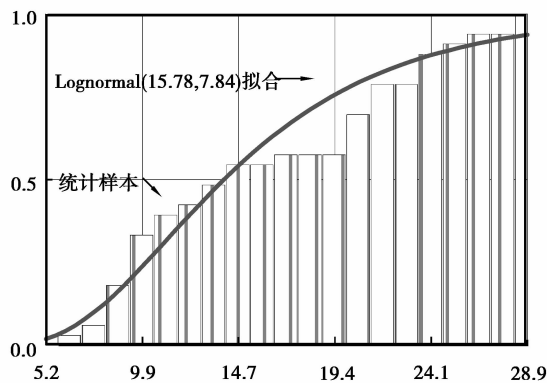


图 2 曲率延性累积概率分布与对数正态累积分布的比较

3 柱曲率延性与结构位移延性的关系

比较表 1 中结构的位移延性和框架柱的曲率延性可知，柱曲率延性一般比结构位移延性大 2 倍左右，但并不是线性相关。参考欧洲规范^[1]的定义及相关研究结论^[7]，采用多种函数关系进行拟合，拟合结果如图 3 所示。

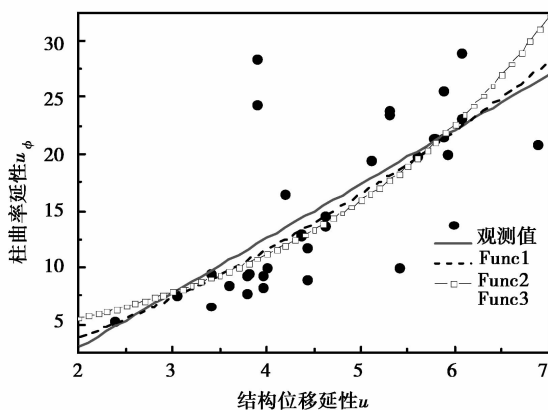


图 3 柱曲率延性与结构位移延性数据点的曲线拟合

通过回归分析拟合了 3 个函数关系：Func1 为线性函数，如式(1)所示，相关系数 $R=0.711$ ；Func2

为指数函数，如式(2)所示， $R=0.764$ ；Func3 为幂函数，如式(3)所示， $R=0.775$ 。比较 R 值可知，幂函数拟合结果最好，指数函数次之。

$$\mu_{\phi} = 4.800\mu - 6.644, \quad (1)$$

$$\mu_{\phi} = 2.736\exp(0.352\mu), \quad (2)$$

$$\mu_{\phi} = 1.276\mu^{1.589}. \quad (3)$$

从图 3 的拟合曲线及数据点走势可以看出，混凝土框架柱的曲率延性需求随框架结构位移延性的增大而增大，而且位移延性越大离散越大。比较拟合曲线与欧洲规范^[1]要求的单元曲率延性曲线可知，拟合曲线大于欧洲规范定义曲线，如图 4 所示。因为拟合关系是基于试验数据得到的相对最大曲率延性与位移延性的关系，是极限曲率延性能力，可视为单元曲率延性需求的上限；欧洲规范给定的曲线是保守最小曲率延性需求，可视为曲率延性需求的下限。超过上限，可认为单元的塑性能力难以实现；低于下限，保证结构安全的基本延性能力不够；中间阴影部分是柱单元合理曲率延性设计区间。按我国抗震设计规范设计的混凝土结构，如结构位移延性系数取 4.0，则框架柱单元的曲率延性水平取值在 $7.0 \leq \mu_{\phi} \leq 12.0$ 为宜。

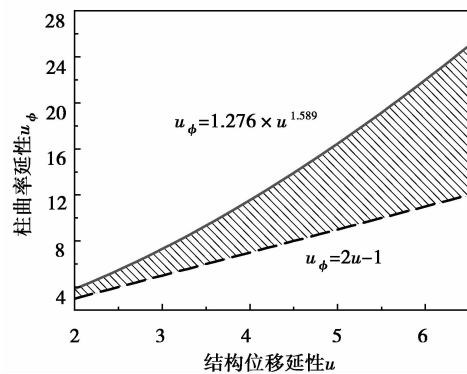


图 4 框架柱曲率延性需求的上限和下限

4 数值算例

采用钢筋混凝土平面框架结构进行算例验证。两跨六层框架结构立面如图 5 所示，底层层高 4.0 m，为刚度薄弱楼层。框架柱纵向配筋数均为 818，两侧对称布置，柱箍筋为 $\phi 8 @ 100 \sim 150$ ，通过变化柱箍筋以及约束效应系数实现 3 种不同延性设计水平；按二级抗震等级设计强柱弱梁型结构。结构设计基本参数特性：底层框架柱总的抗侧刚度为 4.874×10^4 N/mm，而底层以上框架柱为 6.256×10^4 N/mm，水平基本振动周期 0.738 s。不同延性

水平分别设计 3 种轴压比(按标准值计算),分别代表高、中、低轴压力水平。

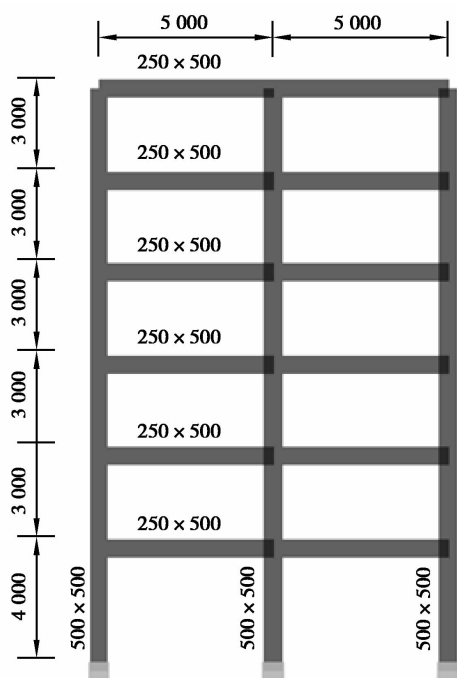


图 5 6 层结构几何尺寸

利用结构弹塑性分析软件 Seismostruct^[19]进行静力 Pushover 分析。钢筋的本构模型采用双线性模型,混凝土本构模型考虑箍筋作用采用非线性约束效应模型^[20],圆柱体抗压强度特征值为 25.3 kN/mm²(对应中国混凝土设计规范 GB

50010—2010 的 C30),抗拉强度 2.515 kN/mm²,最大压应变 0.002。屈服位移或曲率按等能量面积法确定,极限位移或曲率取最大承载力下降 15%对应的数值。

从表 2 可知,相同轴压比,柱横向箍筋的约束效应等级增大,结构顶点的极限位移和柱的极限曲率均增大,屈服位移和屈服曲率基本相同,因此系统位移延性系数和柱的曲率延性系数均增大。混凝土柱的轴压比是影响柱曲率延性和结构位移延性的重要因素,柱横向约束效应等级相同,轴压比增加,系统位移延性和柱曲率延性均有显著减小。

结构顶点位移、柱弯矩曲率以及框架右边柱外侧混凝土压应变的变化趋势分别如图 6—8 所示。3 个级别的数值曲线,峰值荷载以前基本没有什么变化,进入下降段后开始分化,约束效应越小下降越快,延性水平越低。最大荷载下降 15%对应的柱外侧混凝土压应变值在 0.003~0.004 2 之间,表明混凝土开始压碎,结构已经进入严重破坏状态。

按统计回归公式(3)计算的单元曲率延性系数与按非线性结构程序求得的单元曲率延性系数有些差异,且结构位移延性系数越大,2 种差异越大,但 2 种计算方法的整体结果是相同的。此分析表明,对梁铰屈服机制和破坏机制为主的混凝土框架结构,笔者基于试验数据得到的经验公式可以指导框架结构混凝土柱单元的延性控制设计。

表 2 数值算例结果

柱箍筋的 效应等级	柱轴 压比	整体位移性能/mm			柱单元曲率性能/rad×10 ⁻⁵			式(3)计算 曲率延性	2 种方法计 算结果之比
		屈服位移	极限位移	位移延性	屈服曲率	极限曲率	曲率延性		
K _{1.05}	0.09	107.5	606.7	5.64	0.345	7.104	20.59	19.94	1.033
	0.30	107.5	325.4	3.03	0.345	2.785	8.07	7.43	1.086
	0.45	107.5	246.1	2.29	0.345	1.651	4.79	4.76	1.006
K _{1.10}	0.09	107.5	704.4	6.55	0.345	8.337	24.17	25.29	0.956
	0.30	107.5	382.5	3.56	0.345	3.368	9.76	9.60	1.017
	0.45	107.5	278.9	2.59	0.345	1.933	5.60	5.79	0.967
K _{1.20}	0.09	107.5	782.1	7.27	0.345	8.853	25.66	29.84	0.860
	0.30	107.5	457.7	4.26	0.345	3.921	11.36	12.76	0.890
	0.45	107.5	318.4	2.96	0.345	2.245	6.51	7.16	0.909

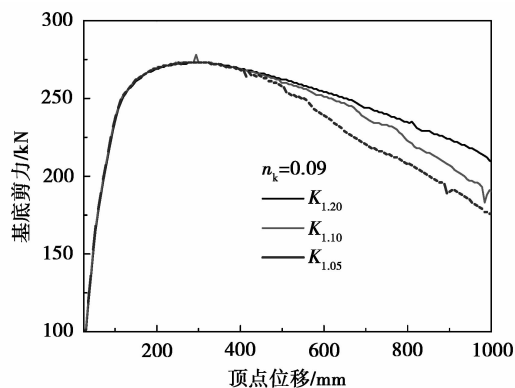


图 6 基底剪力-顶点位移曲线

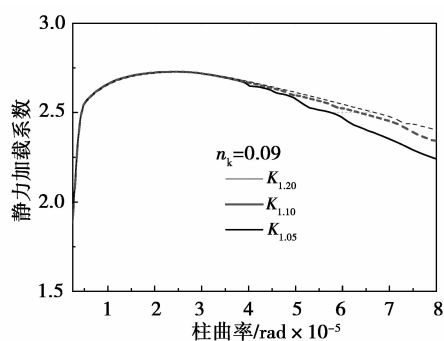


图 7 右边柱加载系数-曲率曲线

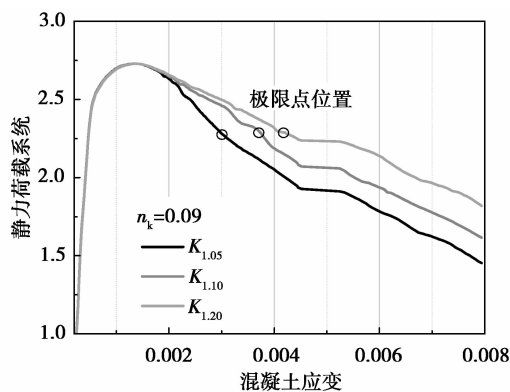


图 8 右边柱加载系数-混凝土压应变曲线

5 结 论

1) 混凝土结构单元曲率延性是控制单元塑性程度的重要指标, 目前国内抗震设计规范尚没有明确给出结构单元延性设计的具体方法, 结构单元层次的延性设计难以开展。

2) 在混凝土框架结构中, 柱曲率延性需求随结构位移延性需求的增大而增大, 以收集的样本数据进行曲线估计, 2 者基本符合指数函数或幂函数增长的趋势。

3) 基于试验数据建立的框架柱曲率延性需求与结构位移延性需求的上限函数关系, 能够指导混凝土框架柱的延性控制设计。

需要指出的是, 上述结论是基于国内低、多层混凝土框架结构试验数据得到的, 是否适用于其他多高层混凝土结构的情况, 还有待进一步探讨。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [2] European Committee for Standardization. BS EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance/Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings[S]. UK: European Committee for Standardization, 2004.
- [3] ALFAWAKHIRI F, BRUNEAU M. Local versus global ductility demands in simple bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(5):554-560.
- [4] EDEN B, ALEXIS D. Correlation between local and global cyclic structural capacity of SMR frames[C] // Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, September 1-30, 2006, Geneva, Switzerland. [S. l.]: European Association of Earthquake Engineering, 2006: 1-473.
- [5] BIONDINI F, TONIOLO G. Seismic behavior of concrete frames: experimental and analytical verification of Eurocode 8 design rules [C/OL] // Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, Greece, May 6-9, 2003. http://www.stru.polimi.it/people/biondini/papers/2003_fib.pdf.
- [6] KUNNATH S K, KALKAN E. Evaluation of seismic deformation demands using non-linear procedures in multistory steel and concrete moment frames [J]. Journal of Earthquake Technology, 2004, 41(1): 159-181.
- [7] LU Y, HAO H, CARYDIS P G, et al. Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels [J]. Engineering Structures, 2001, 23(5): 537-547.
- [8] 赵艳静, 陈云霞, 于顺泉. 钢筋混凝土异形截面框架柱轴压比限值的研究[J]. 天津大学学报, 2004, 37(7): 600-604.
ZHAO YAN-JING, CHEN YUN-XIA, YU SHUN-QUAN. A research on limited value of axial compression ratio of arbitrarily shaped RC columns [J]. Journal of Tianjin University, 2004, 37(7):600-604.

- wireless LAN devices using received signal strength[C]// Proceedings of the Communication Networks and Services Research Conference, May 5-8, 2008, Halifax, NS, UK. [S. l.]: IEEE Press, 2008: 481-485.
- [14] GOLDSMITH A. Wireless communications [M]. Cambridge: Cambridge University Press, 2005.
- [15] ZANCA G, ZORZI F, ZANELLA A, et al. Experimental comparison of RSSI based localization algorithms for indoor wireless sensor networks[C] // Proceedings of the Workshop on Real-world Wireless Sensor Networks, April 1, 2008, Glasgow, United Kingdom. [S. l.]: IEEE Press, 2008:1-5.
- [16] KUMAR P, REDDY L, VARMA S. Distance measurement and error estimation scheme for RSSI based localization in wireless sensor networks[C] // Proceedings of the 2009 Fifth International Conference on Wireless Communication and Sensor Networks, December 15-19, 2009, Allahabad, India. [S. l.]: IEEE Press, 2009:80-83.
- [17] 汪灿. 无线传感器网络定位技术研究[D]. 北京: 中国科学技术大学, 2007: 25-26.
- (编辑 郑洁)
-
- (上接第 98 页)
- [9] 徐云扉, 胡庆昌, 陈玉峰, 等. 低周反复荷载下两跨三层钢筋混凝土框架受力性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 1986, 7(2): 1-16.
XU YUN-FEI, HU QING-CHANG, YU HONG, et al. The experimental study of the behavior of a two-bay three-story RC frame under cyclic loading [J]. Journal of Building Structures, 1986, 7(2):1-16.
- [10] 薛伟辰, 程斌, 李杰. 双层双跨高性能混凝土框架抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 37(3):58-65.
XUE WEI-CHEN, CHENG BIN, LI JIE. Studies on seismic performance of double-story and double-span HPC frames [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(3):58-65.
- [11] 薛伟辰, 胡翔. 四层两跨高性能混凝土框架的抗震性能[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(5):69-79.
XUE WEI-CHEN, HU XIANG. Seismic performances of four-story two-bay HPC frame [J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(5):69-79.
- [12] 杨新磊, 薛伟辰, 窦祖融, 等. 两层两跨现浇柱叠合梁框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6):18-24.
YANG XIN-LEI, XUE WEI-CHEN, DOU ZU-RONG, et al. Experimental study on seismic behavior of two-story two-bay frame with composite beams and cast-in-place columns [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(6): 18-24.
- [13] 薛伟辰, 杨新磊, 王蕴, 等. 六层两跨现浇柱预制梁框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 25-32.
XUE WEI-CHEN, YANG XIN-LEI, WANG YUN, et al. Experimental study on seismic behavior of six-story two-bay frame with precast beams and cast-in-place columns [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(6):25-32.
- [14] 刘振勇. 预制混凝土框架结构抗震性能与智能修复试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2009.
- [15] 辛立民. 钢筋混凝土异形柱结构抗震性能试验研究与弹塑性时程分析[D]. 天津: 天津大学, 2007.
- [16] 魏春明. 现浇钢筋混凝土框架结构施工缝抗震性能[D]. 大连: 大连理工大学, 2006.
- [17] 田承昊. 异形柱框架抗震性能试验研究及其有限元分析[D]. 天津: 天津大学, 2005.
- [18] PAULAY T, PRIESTLEY M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992.
- [19] SeismSoft Earthquake Engineering Software Solutions. SeismoStruct-a computer program for finite element analysis [EB/OL]. (2010-12-12). <http://www.seismosoft.com/en/HomePage.aspx>.
- [20] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1840-1826.
- (编辑 郑洁)