

T形截面钢骨混凝土异形柱框架抗震性能

杨涛^{1,2}, 张喜德²

(1. 同济大学土木工程学院建筑工程系, 上海 200092; 2. 广西大学土木建筑工程学院, 南宁 530004)

摘要:参照国家抗震规范8度设防的标准,制作一榀1/2比例的由钢筋混凝土梁和T形截面钢骨混凝土异形柱组成的单跨两层的框架模型。通过拟静力试验,研究了结构的破坏形态、刚度退化、延性与耗能等抗震性能。试验结果表明,T形截面钢骨异形柱框架结构抗震性能良好,柱中钢骨在结构抗震中发挥了明显的作用。试验研究和分析结果表明,钢骨异形柱框架结构的抗震性能可满足抗震设防的要求。

关键词:钢骨混凝土;异形柱;抗震性能;拟静力试验

中图分类号:TU398.2

文献标志码:A

文章编号:1674-4764(2009)02-0033-05

Research on Seismic Behavior of Frame with T-shaped SRC Columns

YANG Tao^{1,2}, ZHANG Xi-de²

(1. Department of Building Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China; 2. College of Civil and Architectural Engineering, Guangxi University, Nanning 530004, P. R. China)

Abstract: Referring to the criterion of seismic fortification intensity 8 specified by national seismic design code, a 1/2-scaled model of single span and two-story frame composed of RC beams and T-shaped steel reinforced concrete (SRC) columns has been made. A seismic evaluation was performed by the quasi-static testing, including failure pattern, stiffness degradation, ductility and energy dissipation. The experimental results show that the frame has good seismic behavior, and section steel in the columns plays an important role in earthquake resistance. On the basis of experimental study and analysis, it concludes that the seismic behavior of frame with SRC special-shaped columns can satisfy the requirements of seismic fortification.

Keywords: steel reinforced concrete; special-shaped column; seismic behavior; quasi-static test

由于异形柱结构可以避免室内出现梁柱棱角,提高空间的利用率,使建筑更加美观适用,因此近年来在工程中得到了广泛的应用。国内外学者对异形柱的受力性能进行了分析和研究^[1-5];由于截面不规则,异形柱结构的抗震性能是研究的主要内容之一。影响异形柱抗震性能的因素有轴压比、柱肢长宽比、荷载作用角等^[6-7]。为改善异形柱结构的抗震性能,常采用沿异形柱全长加密箍筋、设置暗柱或剪力墙等措施^[8];但这些措施可能对建筑的空间布置产生不利影响,例如影响门窗布置等。通过在异形柱柱肢中布置型钢、钢管或其他形式的钢骨,便形成了钢骨异形柱。钢骨异形柱具有较高的承载力,可减小

柱肢尺寸,降低对建筑空间布置的影响。试验研究表明^[9-10],钢骨异形柱具有较好的抗震性能。

目前,对钢骨异形柱构件及梁柱节点的抗震性能有了一定的研究,但对钢骨异形柱结构整体抗震性能的试验研究较少。因此,制作一榀1/2比例的由T形截面钢骨异形柱和普通钢筋混凝土梁组成的单跨两层的框架模型,分别采用拟动力及拟静力的试验方法,对钢骨异形柱框架结构的抗震性能进行了研究。该文为拟静力试验的研究成果,主要研究了结构的破坏形态、刚度退化、延性与耗能等抗震性能;同时,基于试验结果提出了相关结论和有待进一步研究的问题。

收稿日期:2008-05-26

作者简介:杨涛(1979-),男,同济大学博士研究生,主要从事混凝土结构的研究,(E-mail)yt48440003@163.com。

1 试验概况

1.1 试件设计

参照我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001),按照 8 度设防、II 类场地土设计一榀 1/2 比例的单跨两层框架模型,抗震等级为二级。其中,框架柱采用 T 形截面钢骨异形柱,根据柱的受力特点着重在柱肢端部配置钢骨;柱的承载力计算参照《型钢混凝土组合结构技术规程》(JGJ 138-2001)^[1]。框架梁采用普通钢筋混凝土梁,按照普通混凝土受弯构件进行配筋。框架模型层高 1.65 m,跨度 3.0 m。T 形截面钢骨异形柱柱肢长 400 mm、宽 125 mm,柱肢长宽比为 3.2。钢筋混凝土梁高 350 mm,梁翼缘板厚 50 mm、宽 400 mm。异形柱中钢骨由 Q 235 级 I 10 工字型钢加工而成,体积配钢率(含纵筋)为 5.2%。试件的具体尺寸和配筋(钢)如图 1 所示,实测混凝土和钢材的力学性能见表 1、表 2。由截面尺寸及材料特性计算可知,柱端抗弯承载力与梁端抗弯承载力的比值大于 1.2(规范限值),符合强柱弱梁的要求。按照抗震设计的相关规定,在框架梁两端 600 mm 范围内加密箍筋。为了提高钢骨与混凝土之间的咬合力,保证钢骨与混凝土的整体工作性能,在柱肢钢骨之间设置 L 30×3 等边角钢连接件,角钢连接件在柱中的布置如图 2 所示。

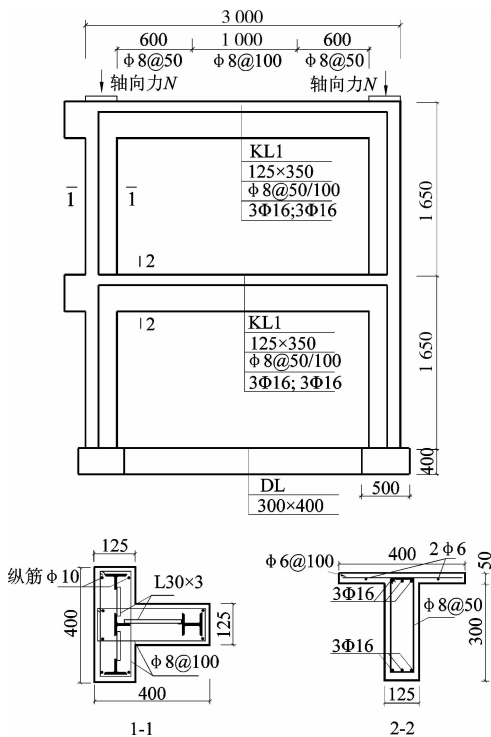


图 1 框架尺寸和配筋(钢)

表 1 混凝土力学性能

混凝土参数	立方体抗压强度 /MPa	轴心抗压强度 /MPa	弹性模量 E_c /MPa
试验值	38.1	25.1	3.18×10^4

表 2 钢材力学性能

钢材种类	类别	规格	屈服强度 f_y /MPa	弹性模量 E_s /MPa
HPB 235	梁、柱箍筋	Φ8	337	2.02×10^5
HPB 235	柱纵筋	Φ10	312	2.03×10^5
HRB 335	梁纵筋	Φ16	390	2.04×10^5
Q 235	型钢	I 10	306	2.0×10^5

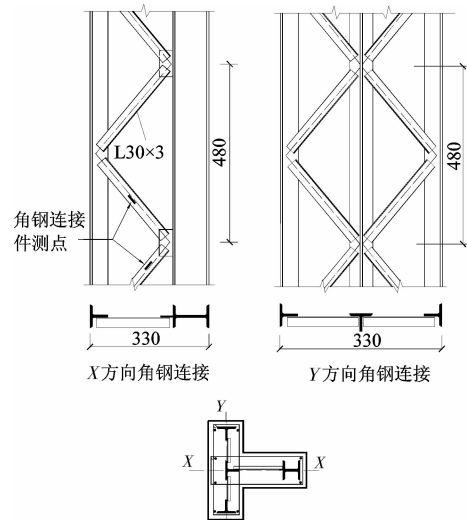


图 2 角钢连接件布置图

1.2 加载方案

根据《型钢混凝土组合结构技术规程》(JGJ 138-2001),柱的轴压比 n 按下式计算:

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a}$$

其中, N 为轴向压力; f_c 为混凝土轴心抗压强度, A_c 为混凝土截面积, f_a 为型钢的抗拉强度, A_a 为型钢截面积。试验时在框架柱顶部各施加 1 000 kN 的轴向压力,轴压比为 0.25。由于两个作动器难以协调加载,因此只在试件顶部施加水平荷载,加载装置如图 3 所示。加载时采用混合控制的方式,第一个加载循环采用荷载控制,其他循环采用位移控制。力控循环加载至框架梁端纵向钢筋屈服,并以此时对应的框架顶点位移作为基准控制位移 Δ 。位控循环加载时,对试件施加变幅三角波荷载,位移控制幅值依次为 $\Delta, 2\Delta, 3\Delta \dots$, 每个位移控制幅值循环 3 次。当试件所能承受的荷载下降至峰值荷载的

85%时,认为试件发生最终破坏。

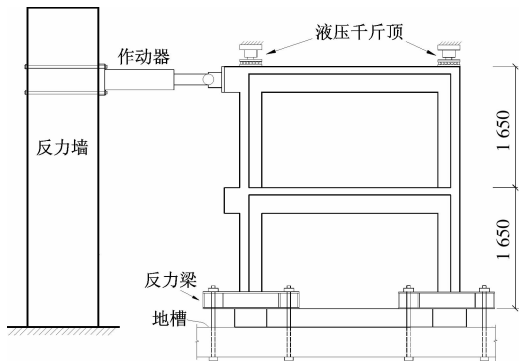


图3 加载装置

1.3 试验过程

在拟静力之前的试验中,框架梁端的腹板和翼缘处产生了微小的裂缝,开裂荷载约为60 kN。拟静力试验开始后,在第一个加载循环中,当正向加载(推)至152 kN时,底层框架梁端纵向钢筋达到屈服,对应框架顶点位移约为11 mm。取基准控制位移 $\Delta = 11$ mm,进行位控加载。在 1Δ 的位控循环加载过程中,梁端腹板和翼缘上裂缝的宽度逐步加大,并有一定的延伸;同时,梁端出现了若干新裂缝,柱上未发现裂缝。在控制位移为 2Δ 时,梁翼缘板上裂缝贯通,梁端形成塑性铰;此时,柱肢棱角处的混凝土出现零星的局部剥落现象,底层柱脚腹板处混凝土产生微小的裂缝;此循环过程中试件承受的最大荷载为313.6 kN。控制位移增至 3Δ 时,上下两层柱的柱脚处均出现较明显的裂缝,梁上裂缝进一步发展,梁翼缘开裂严重;此循环过程中试件所承受的最大荷载为378.6 kN。当控制位移增加至 4Δ 时,上下两层柱的柱脚处均出现了明显的局部压碎区域,梁端开裂严重;加载过程中梁端混凝土不断剥落,框架发生明显的变形;试验过程中试件承受的最大荷载约为400.1 kN,对应位移为36.93 mm。在 4Δ 的循环加载后,由于加载装置的限制,试验结束。

1.4 破坏形态

试验过程中对梁柱节点性能和裂缝分布特点进行了考察。随着荷载的增加,梁柱节点区边缘形成一条主裂缝,节点核心区未发现裂缝。梁端裂缝分布密集,在试验的破坏阶段,柱脚处混凝土均被不同程度地压碎。框架最终破坏时的裂缝分布如图4所示。试验中塑性铰的形成过程依次为底层梁端、顶层梁端和底层柱脚处(图5),塑性铰的形成过程较为合理,符合“强柱弱梁”的抗震设计。

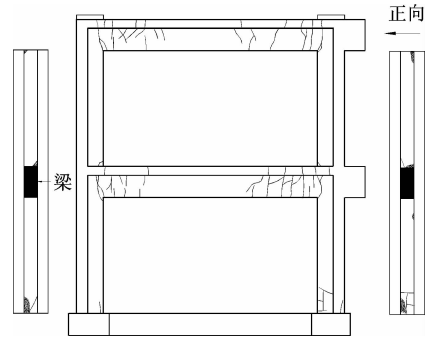


图4 裂缝分布图

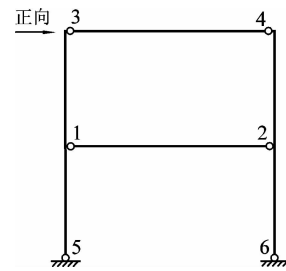


图5 塑性铰形成过程

2 试验分析

2.1 耗能性能

试件的荷载—柱顶位移滞回曲线如图6所示。滞回曲线较为饱满,说明结构的耗能能力较好。在力控及 1Δ 的位控循环中,荷载—顶点位移滞回曲线接近线性,说明结构尚处于弹性状态。当控制位移依次增加到 2Δ 、 3Δ 、 4Δ 时,在经历第一个循环加载后,试件的承载能力均有所降低并伴随着一定的滑移;梁端损伤的积累及梁、柱裂缝的发展是导致承载力降低和滑移产生的主要原因。试验过程中,试件的承载能力未出现陡降。

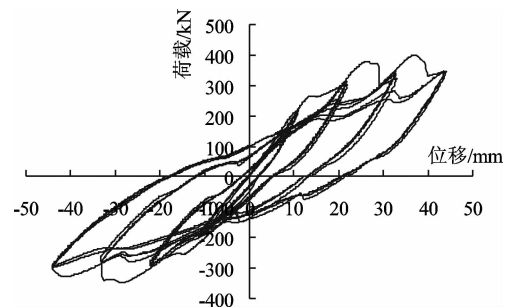


图6 荷载—顶点位移滞回曲线

结构的耗能能力可用等效粘滞阻尼系数 h_e 予以量化^[12],试件典型滞回环的等效粘滞阻尼系数见表3。由表可知,等效粘滞阻尼系数随循环加载次数的增多而变大,说明结构的耗能能力逐渐增强。相关试验表明,框架结构的粘滞阻尼系数多介于

0.05~0.25 之间^[13-14]。本试验中, 框架模型的粘滞阻尼系数也符合此分布特点, 结构耗能性能较好。

表 3 典型滞回环粘滞阻尼系数 h_e

典型滞回环	力控	1Δ	2Δ	3Δ	4Δ
h_e	0.034	0.093	0.089	0.143	0.150

骨架曲线为荷载—顶点位移滞回曲线中每一级荷载第一次循环的峰值点所连成的外包络曲线, 试验中框架的荷载—顶点位移骨架曲线如图 7 所示。由于加载装置的问题, 骨架曲线未能得到完整的下降段。

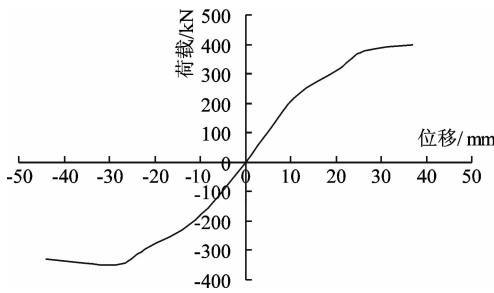


图 7 骨架曲线

2.2 刚度退化

结构刚度的退化反映了地震作用下结构抗侧能力的衰减, 退化刚度可用同一控制位移下的平均环线折算刚度 K 来表示:

$$K = \frac{\sum V_i}{\sum \Delta_i}$$

其中, V_i 为指定位移控制值下第 i 次循环位移峰值所对应的荷载值; Δ_i 为指定位移控制值下第 i 次循环的位移峰值。试件的平均环线折算刚度退化曲线见表 4。与单个 T 形截面钢骨异形柱构件的抗震性能相比较^[9], 框架的刚度退化具有类似规律, 即前期刚度衰减快, 后期刚度衰减逐渐减慢, 其刚度退化曲线如图 8 所示。

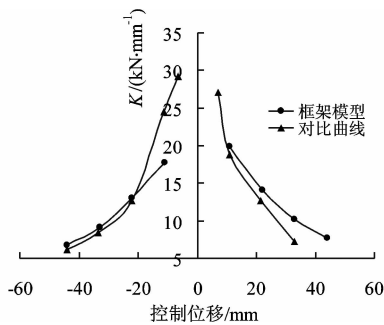


图 8 刚度退化曲线

注: 对比曲线为文献^[9]中试件 Z-3, 该试件为 T 形截面钢骨异形柱, 荷载作用方向柱肢长宽比为 3.0, 混凝土强度等级为 C40, 轴压比为 0.218, 配钢率为 3.9%。

表 4 平均环线折算刚度

环线刚度	作用方向	位移控制值			
		Δ	2Δ	3Δ	4Δ
$K/(kN \cdot mm^{-1})$	正向	19.9	14.1	10.1	7.76
	反向	17.8	13.0	9.11	6.75

2.3 结构的延性

延性是结构抗震性能的重要指标之一^[15], 常采用位移延性系数 μ_{Δ} 来衡量:

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$$

其中, Δ_y 为屈服位移; Δ_u 为极限位移, 一般取结构的最大承载力下降 15% 时所对应的位移。本次试验中, 框架模型在经历控制位移为 4Δ 的循环加载后, 正向承载力无明显下降, 反向承载力降低了约 6%。由于未能得到完整的下降段, 因此只能对框架模型的延性做定性的评估。反向加载时, 框架最大承载力为 349 kN, 采用“通用屈服弯矩法”^[12] 确定结构的屈服位移 $\Delta_y = 17.0$ mm。试验中, 当反向承载力下降了 6% 时, 对应位移 $\Delta_e = 44$ mm。因此, 结构的位移延性系数应大于 2.6 (Δ_e / Δ_y)。由图 8 可知, 在试验后期框架模型刚度退化平稳, 结构具有在维持承载力的同时提高变形的能力。同时, 相关试验研究也表明^[9-10], 钢骨异形柱在不同轴压比、荷载角及配钢量的情况下, 承载力下降阶段较为平缓, 位移延性系数一般在 3.0 以上, 部分情况下可达 6.0 以上。综合以上分析, 认为框架模型的位移延性系数应不小于 3.0, 可以满足延性系数应处于 3~5 之间的要求^[16]。

2.4 柱中钢骨的性能

选取图 4 中左侧框架柱底层柱脚最不利截面, 对柱中钢骨的工作性能进行研究, 钢骨上的测点布置如图 9 所示。根据测点处钢骨的荷载—应变滞回曲线, 将每一级荷载第一个循环的峰值点连线, 得到柱中钢骨的荷载—应变骨架曲线, 如图 10 所示。根据型钢的力学性能指标, 其屈服应变约为 $1530 \mu\epsilon$ 。由图可见, 在正、反向荷载作用下, 钢骨不同部位受力有一定差异, 但其性能都得到了较好的发挥。

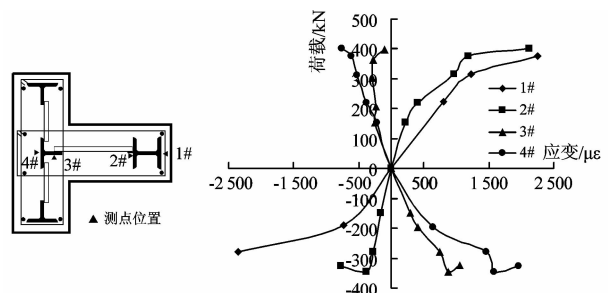


图 9 钢骨测点布置图 图 10 钢骨荷载—应变骨架曲线

2.5 角钢连接件

由于钢骨表面积大且较为平整,因此在钢骨之间设置了L30×3角钢连接件,以提高钢骨与混凝土的锚固及咬合力。在底层柱脚附近、沿柱截面X轴方向的角钢连接件上布置测点(如图2),得到角钢连接件典型的荷载—应变滞回曲线如图11所示。由图可见,角钢的应变与荷载的随动性明显。由于角钢连接件两端与钢骨相连,受力的变化很大程度上反映了其参与结构整体工作的程度及对钢骨的约束作用。因此,角钢连接件的设置有利于钢骨之间组成空间体系,并增强钢骨与混凝土的整体工作性能。

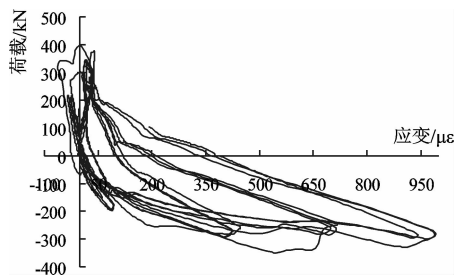


图11 角钢连接件荷载—应变滞回曲线

3 结论和建议

通过对T形截面钢骨异形柱与普通钢筋混凝土梁组成的框架模型进行拟静力试验研究,得到以下结论:

1) 低周反复荷载作用下,框架的荷载—位移滞回曲线饱满,典型滞回环粘滞阻尼系数介于0.1~0.2之间,结构具有良好的耗能性能。

2) 结构破坏时,塑性铰首先出现在梁端,最后出现在底层柱脚处,塑性铰形成机制较为合理。

3) 在荷载作用下,梁柱节点核心区未发生破坏。异形柱中不同部位钢骨受力有一定的差异,其中柱肢端部钢骨的性能得到了较好的发挥。角钢连接件的设置有利于增强钢骨与混凝土之间的整体工作性能。

4) 钢骨异形柱框架刚度退化具有前期快、后期慢的特点。试验中虽然未能得到结构荷载—位移骨架曲线完整的下降段,但通过分析认为其位移延性系数应不小于3.0,可以满足抗震要求。

5) 钢骨异形柱与钢筋混凝土梁组成的框架具有较好的耗能能力和合理的破坏机制,能够满足抗震设防的要求。

6) 试验中,框架梁端部开裂较为严重,有必要对框架梁进行优化设计。同时,应对钢骨的合理配置做进一步的研究。

参考文献:

- [1] MALLIKARJUNA, MAHADEVAPPA P. Computer aided analysis of reinforced concrete columns subjected to axial compression and bending-part I: L-shaped sections [J]. Computers & Structures, 1992, 44(5): 1121-1138.
- [2] MALLIKARJUNA, MAHADEVAPPA P. Computer-aided analysis of reinforced concrete columns subjected to axial compression and bending-part II: T-shaped sections [J]. Computers & Structures, 1994, 53(6): 1317-1356.
- [3] HSU C T T. T-shaped reinforced concrete members under biaxial bending and axial compression [J]. ACI Structural Journal, 1989, 86(4): 460-468.
- [4] HSU C T T. Biaxially loaded L-shaped reinforced concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(12): 2576-2595.
- [5] 钱稼茹,李耕勤.异形柱用于8度抗震设防建筑研究[J].工业建筑,2004,34(2):28-32.
QIAN JIA-RU, LI GENG-QIN. Study on application of special-shaped columns to buildings with seismic fortification intensity 8 [J]. Industrial Construction, 2004, 34(2): 28-32.
- [6] 曹云中,干钢,唐锦春.柱肢长宽比对空间异形柱框架抗震性能的影响[J].工程力学,2007,24(4):118-123.
CAO YUN-ZHONG, GAN GNAG, TANG JIN-CHUN. Influence of length-width ratio of column limb on aseismic performance of 3D-frames with special-section columns [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(4): 118-123.
- [7] 杨涛,唐剑,陈名弟,等.钢筋砼异形柱在不同加载方向的受力性能分析[J].重庆大学学报,2005,28(8):117-121.
YANG PU, TANG JIAN, CHEN MING-DI, et al. Analysis on seismic capacity for RC specially shaped columns in different horizontal direction [J]. Journal of Chongqing University, 2005, 28(8): 117-121.
- [8] 曹万林,胡国振,崔立长,等.钢筋混凝土带暗柱异形柱抗震性能试验及分析[J].建筑结构学报,2002,23(1):16-20.
CAO WAN-LIN, HU GUO-ZHEN, CUI LI-ZHANG, et al. Experiment and analysis of seismic behavior of the +, L, T-shaped columns with concealed columns [J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(1): 16-20.
- [9] 蒋丽娜.钢骨混凝土T形截面异形柱抗震性能试验研究[D].广西:广西大学,2006.
JIANG LI-NA. Experimental research on seismic behavior of steel reinforced concrete special-shaped column [D]. Guangxi: Guangxi University, 2006.

(下转第50页)

- GUANG, et al. A novel spatial structures-internal-prestressed reticulated space structure through posttensioning [J]. Industrial Construction, 2007 (sup.):71-74.
- [2] 张毅刚,王成. 辐射型体内张拉成形空间网格结构:中国 ZL200620113271.9[P]. 2007-05-09.
- [3] M. J. CLARKE, G. J. HANCOCK. Test and nonlinear analyses of small-scale stressed-arch frames [J]. Journal of Structural Engineering, 1995,121(2):187-200.
- [4] 胡加珠,吕令毅. 张拉结构的找形方法评述[J]. 建筑科学, 2002, 18(5): 20-24.
- HU JIA-ZHU, LV LING-YI. Form-finding methods of tensile structures[J]. Building Science, 2002, 18(5): 20-24.
- [5] 杨睿,董石麟,倪英戈. 预应力张弦梁结构的形态分析—改进的逆迭代法[J]. 空间结构. 8(4),2002:29-34.
- YANG RUI, DONG SHI-LING, NI YING-GE. Form finding analysis of prestressed beam string structures-modifiedinverse-iteration metuod[J]. Spatial Structures, 2002, 8(4): 29-34.
- [6] 余志祥,赵雷. 张力结构形态确定的改进方法[J]. 四川建筑科学研究. 2005, 31(1): 34-37.
- YU ZHI-XIANG, ZHAO LEI. An improved form finding method for tensile structures [J]. Sichuan Buildinn Science. 2005, 31(1): 34-37.
- [7] 张其林. 索和膜结构[M]. 上海: 同济大学出版社, 2002.
- [8] 万红霞. 索和膜结构形状确定理论研究[D]. 武汉: 武汉理工大学,2004:93-97.
- [9] 马美玲,张弦梁结构找形和受力性能研究[D]. 杭州: 浙江大学建筑工程学院,2004:26-30.
- [10] 张毅刚,薛素铎,杨庆山,等. 大跨空间结构[M]. 北京: 机械工业出版社,2005:312-370.
- [11] M. J. CLARKE, G. J. HANCOCK. A comparison of finite element nonlinear analysis with tests of stressed arch frames [C]//Tenth International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures, St Louis, Missouri, USA,1990: 605-636.
- [12] ZHANG YI-GANG, WANG CHENG, TAN ZHENG-GUANG, et al. Study on forming process of the internal-prestressed reticulated space structure through posttensioning[C]//IASS. Intl. Symp., 2007:304-312.
- [13] G J HANCOCK, P W KEY, OLSEN C J. Structural behavior of a strarch structure system [C]//9th Institute Speciality Conference St Louis 1988 : 505-526.
- [14] M J CLARKE, G J HANCOCK. On the design of the top chord of stressed-arch frames [J]. Journal of Structural Engineering, 1995,121(2):201-213.
- [15] 钱若军,杨联萍. 张力结构的分析·设计·施工[M]. 南京: 东南大学出版社,2003:363-380.

(编辑 陈蓉)

(上接第 37 页)

- [10] 陈宗平,薛建阳,赵鸿铁,等. 型钢混凝土异形柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2007, 28 (3): 53-61.
- CHEN ZONG-PING, XUE JIAN-YANG, ZHAO HONG-TIE, et al. Experimental study on seismic behavior of steel reinforced concrete special-shaped columns[J]. Journal of Building Structures, 2007, 28 (3): 53-61.
- [11] JGJ 138—2001. 型钢混凝土组合结构技术规程[S].
- [12] 朱伯龙. 结构抗震试验[M]. 北京:地震出版社,1989.
- [13] 王来,王铁成,陈倩. 低周反复荷载下方钢管混凝土框架抗震性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动,2003, 23 (3): 113-117.
- WANG LAI, WANG TIE-CHENG, CHEN QIAN. Experimental study on seismic performance of concrete-filled rectangular tubular frame under low-reversed cyclic loading [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23 (3): 113-117.
- [14] 王雪芳,郑建岚. 自密实高强混凝土框架结构的抗震性能研究[J]. 福州大学学报,2004, 32 (2): 173-177.
- WANG XUE-FANG, ZHENG JIAN-LAN. Study of earthquake resistance behavior of self-compacting high-strength concrete frame [J]. Journal of Fuzhou University, 2004, 32 (2): 173-177.
- [15] HAN S W, KWON O S, LEE L H. Evaluation of the seismic performance of a three-story ordinary moment-resisting concrete frame[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics,2004,33(6):219-231.
- [16] 赵艳静,李忠献,陈云霞. 四级抗震等级时钢筋混凝土异形柱轴压比限值的研究[J]. 建筑结构学报,2004, 25 (3): 58-62.
- ZHAO YAN-JING, LI ZHONG-XIAN, CHEN YUN-XIA. Research on limit values of axial compression ratios of specially shaped RC columns in case of 4th aseismic grade [J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(3): 58-62.

(编辑 胡英奎)