

文章编号: 1001-4888(2013)01-0101-08

方钢管混凝土柱延性的实验研究^{*}

蔡传国, 韦忠瑄, 杨绪普

(解放军理工大学, 江苏南京 210007)

摘要: 针对结构抗震设计对延性的要求, 对不同轴压比、长细比和混凝土标号的 7 根方钢管混凝土柱试件进行了低周反复加载实验, 得到了框架柱的荷载位移曲线、骨架曲线以及各阶段的荷载位移值, 据此分析了各种因素对方钢管混凝土柱延性的影响。实验结果表明: 剪力滞引发了方钢管混凝土柱的塑性铰, 塑性铰的扩展是柱端承载力下降的根本原因, 增大轴压比将引起塑性铰更早出现, 进而降低框架柱的延性和水平抗剪能力; 增大长细比可以延缓塑性铰出现, 提高柱的延性和耗能能力, 但是水平抗剪能力下降; 提高混凝土强度等级可以降低大轴压比、大长细比带来的不利因素。实验结果与有限元计算数据吻合良好。

关键词: 方钢管混凝土柱; 塑性铰; 延性

中图分类号: TU375.3

文献标识码: A

DOI: 10.7520/1001-4888-11-199

0 引言

钢管混凝土结构集混凝土的抗压和钢结构的韧性特点于一身, 在多高层建筑大压力柱和工业建筑大跨度结构等领域中的应用已有很长的历史。随着建筑结构抗震设计对延性要求的提高, 钢管混凝土以其良好的延性在其它结构中的应用也悄然兴起。近十几年国内机场、车站、高架道路的飞速发展更推动这种结构的应用愈来愈广泛。而方钢管混凝土柱 (concrete-filled square steel tubular, 以下简称 CFST) 以其方便的施工联结性能和优秀的抗弯抗剪刚度, 愈来愈成为结构设计的热选。本文针对当前动载和抗震结构设计中对于可能发生塑性变形部位的预先控制设计的需要, 对不同尺寸和材料参数的 7 个钢管混凝土柱试件进行了低周反复剪压破坏实验, 并将实验结果显示的能量耗散特征、结构累计损伤效果与有限元分析结果进行比对, 从中分析柱端塑性铰形成的主要影响因素, 作为设计中局部加强的参考依据。

1 低周反复剪压实验

1.1 实验模型

国内外关于 CFST 抗震性能的实验研究很多, 但基本都是将梁和柱综合考虑, 所得出的实验结果较好地符合了现行设计规范中“先出现梁铰, 后出现柱铰”的设计理念。然而, 汶川地震结构震害的一个显著特点^[1], 就是失效的框架结构出现大量的柱端塑性铰, 而梁铰没有出现。这充分说明现代混凝土结构抗震设计规范虽然遵从了“强柱弱梁”设计理念, 但是由于多数抗震设计没有正确考虑楼面刚度对梁刚度的增强影响, 实际工程的“强柱”效果大打折扣, 层间刚度普遍偏低。因此, 只考虑框架中的梁、柱和节点互相影响的研究实验, 忽略了现浇板的贡献, 梁柱的刚度分配是与工程实际脱节的。鉴于以上考虑, 本次实验模拟两端近似固定端的剪压柱 (轴向压力始终作用于柱端中心, 加载设备示意图见图 2, 该力

^{*} 收稿日期: 2011-12-21; 修订日期: 2012-06-07

通讯作者: 蔡传国 (1954—), 高级工程师, 主要研究方向为建筑工程结构检测。E-mail: caichuanguo@163.com

学模型更接近实际工程中现浇楼面与柱的关系。

1.2 试件制作

为了合理和准确地研究 CFST 承受轴压和剪切时的非线性变形,尤其是文献[1]所描述的汶川地震柱端位置出现塑性铰的实际工况,实验所选柱试件的长度必须恰当。按照钟善桐教授在文献[2]中的分析,如果试件过长,受压柱在侧向剪力作用下将导致大偏心受压出现弯曲塑性铰;试件如果过短,则与一般民用工程实际相差太远。因此,依据《钢结构设计规范》GB50017—2003^[3]的规定,取试件长细比分别等于 8、10、12 的 3:1 缩尺同条件试件来进行研究。试件采用 150×150mm 边长、壁厚 3mm 方钢,分别填充 C20、C30、C40 混凝土。钢管与混凝土的力学性能见表 1。

表 1 钢管材料特性

Tab. 1 Pipe material property

截面形状	屈服强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	弹性模量 (GPa)
150mm×150mm 壁厚 3mm 方钢管	274	445	204

表 2 混凝土材料特性

Tab. 2 Concrete property

强度等级	轴心抗压强度 (MPa)	立方体抗压强度 (MPa)	弹性模量 (GPa)
C20	16.7	22	25.5
C30	25.0	32	30.0
C40	32.0	41.7	32.5

考虑柱的长细比、轴压比和内填混凝土的强度等级三种影响因素,每种因素分三个水平,如全面实验需做 $3^3=27$ 次,采用正交实验表 $L_9(3^4)$ 需做 9 次^[4]。由于实验的目的是分析各因素的影响规律,并非寻找最佳组合,而大的长细比在研究延性问题时明显是较优水平,因此,以长细比和混凝土强度的低水平为基础,同时不考虑各因素的交互作用,采用单因素比较,实验次数可减至 $N=S(q-1)+1$,即用 7 个试件完成实验^[5]。

1.3 轴压比与横向剪切力

本次实验的目的是分析 CFST 承受交变侧向剪力或地震荷载时塑性铰的形成和发展,所以轴压比取 0.4、0.6、0.8 三种工况,名义压溃轴压 $N_0=f_c A_c+f_y A_s$ 根据各个试件的具体参数确定, f_c 为钢管材料的屈服强度, f_y 为混凝土的单轴抗压强度; A_c 为截面混凝土净截面积; A_s 为钢筋净截面积。侧向水平推力初始采用荷载控制,从一个较小的荷载水平开始,每级荷载循环 1 次。待试件局部出现塑性变形迹象(由粘贴于钢管外表面 200mm 长度上的 10 个应变片监测)改为位移控制,如图 1 所示。 Δ 为荷载控制结束时的柱顶位移,此后以 Δ 为级差,每级循环 3 次,逐级加大位移,至局部钢管表面出现宏观可见裂纹时认定破坏。

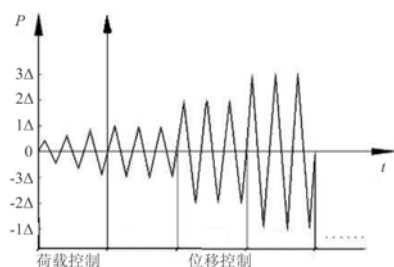


图 1 加载过程

Fig. 1 Loading process

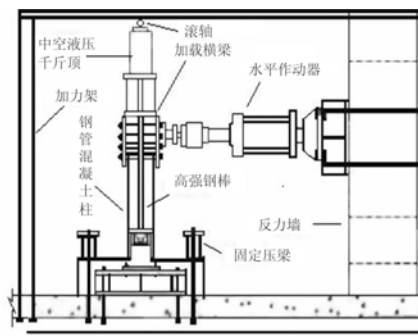


图 2 实验系统示意图

Fig. 2 Schematic diagram of experimental system

1.4 加载设施

实验中轴向压力使用顶部可转动的油压千斤顶施加。千斤顶与反力梁之间设置了滚轴装置,可使千斤顶随柱顶保持水平移动并减小摩擦力影响,低周往复水平剪力采用电液伺服程控实验系统,由支于反力墙上的水平作动器提供,作动器行程±500mm,如图 2 所示。

1.5 柱端塑性铰的形成

试件各主要阶段的侧向荷载、柱端位移见表 3,滞回曲线如图 3 所示。图 4 为其中一根试件的破坏形式。从图 3 可以看出,增大轴压比使试件的各阶段荷载位移均减小。位移减小的原因是轴压比增大,柱顶的固定端约束增强,整体提高了柱的初始抗剪刚度。另外,混凝土三向受压程度加剧,实际上提高了混凝土的强度,高标号混凝土蓄能优于低标号混凝土,所以滞回曲线趋向更饱满。侧向抗剪能力减小的原因是虽然增大轴压比可以提高方钢管对混凝土的约束作用,但是钢管自身承受压力增大,同时轴压比的增大也使二阶内力($P-\delta$ 效应)增大,二者累加使钢材更早地压缩屈服发生鼓曲,延及与之相邻的混凝土破碎,剪压塑性铰开始形成。

文献[6]认为,方钢管混凝土柱内核心混凝土的承载能力主要依赖于两个斜对角区域,本文后述的有限元数据分析混凝土塑性区云图也证明了这一结论。实验过程中在极限状态时,从钢板开裂处有少量混凝土粉末掉出,说明边部的混凝土已严重开裂、而角部混凝土更因钢管的相对滑移而软化。文献[7]的研究指出,方钢管对核心混凝土的约束作用主要集中在角部区域,这种约束应力集中的现象既不同于圆钢管混凝土截面^[7],也不同于配方箍的约束混凝土截面^[8],它是由方钢管的剪力滞引起的,所以剪压状态下塑性铰的最初发源点是钢管的角部,逐渐扩展至整个截面。图 4 是本次实验塑性铰处的典型破坏形态,塑性铰距固定支座约 40mm。

表 3 实验数据记录和计算表

Tab. 3 Experimental data recording and computation

轴压比	长细比	混凝土强度等级	局部屈服时荷载(kN)	屈服柱端位移 δ_y (mm)	极限荷载(kN)	极限荷载时柱端位移 (mm)	局部裂纹迅速扩展时荷载(kN)	裂纹扩展时柱端位移 δ_m (mm)	荷载下降比例%	延性系数 $\frac{\delta_m}{\delta_y}$
0.4	8	C20	30	10.0	40	25	24	44	40	4.4
0.4	10	C20	18	5.0	23	28	20	33	13	6.6
0.4	12	C20	11	7.0	16	40	16	>50	0	>7
0.8	8	C20	17	8.0	21	29	20	30	5	3.75
0.6	8	C20	25	10.0	39	30	36	42	8	4.2
0.4	8	C30	31	7.5	40	28	35	35	12.5	4.7
0.4	8	C40	32	8.0	41	30	38	39	7.3	4.9

表中 δ_y 和屈服荷载根据采用等能量法从骨架曲线上作图确定,其余为直接记录值。

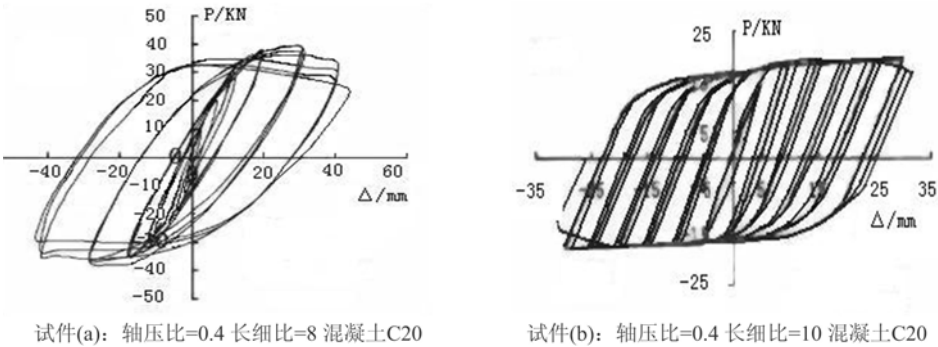
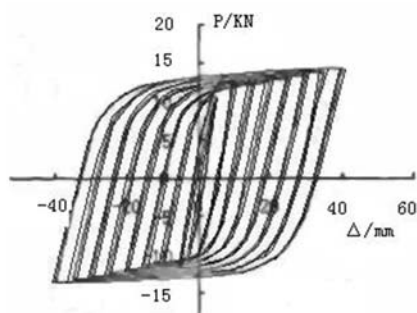
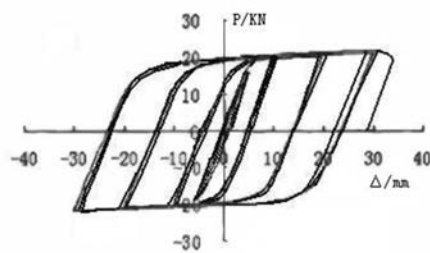


图 3 不同参数试件的滞回曲线

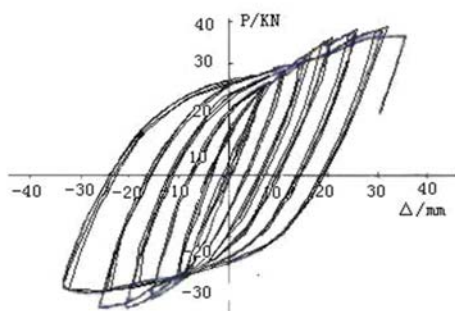
Fig. 3 Hysteretic curve of specimens



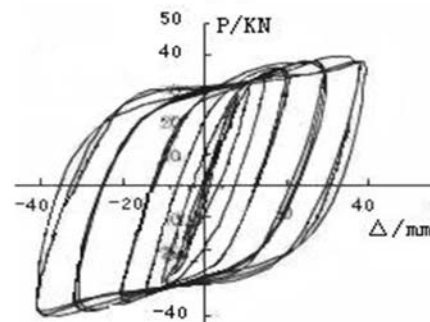
试件(c): 轴压比=0.4 长细比=12 混凝土C20



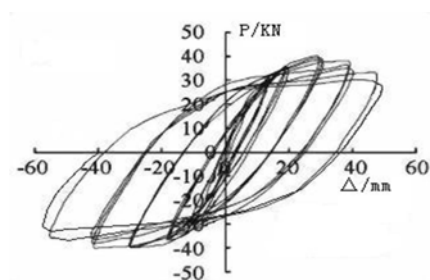
试件(d): 轴压比=0.8 长细比=8 混凝土C20



试件(e): 轴压比=0.6 长细比=8 混凝土C20



试件(f): 轴压比=0.4 长细比=8 混凝土C30



试件(g): 轴压比=0.4 长细比=8 混凝土C40



图 4 试件(e)的破坏状态

Fig. 4 Damage state of the specimen (e)

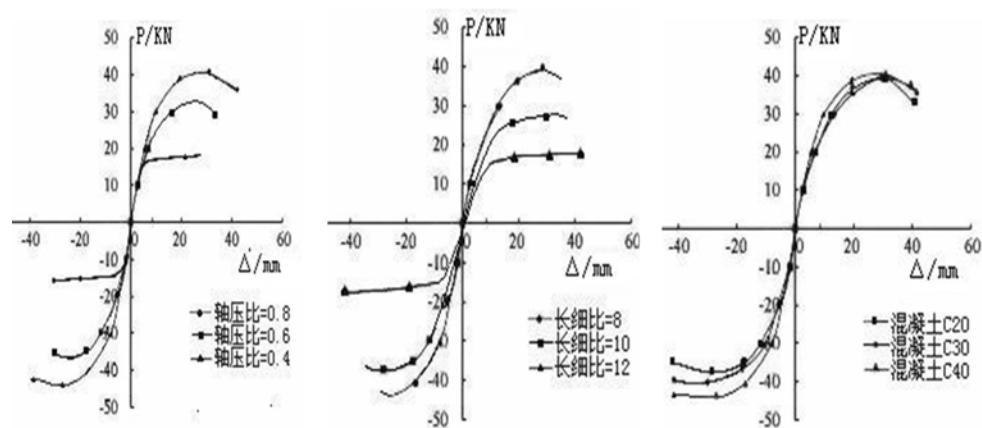
图 3(续) 不同参数试件的滞回曲线
Fig. 3 Hysteretic curve of specimens

图 5 不同因素影响下的骨架曲线

Fig. 5 Skeleton curve of with different influence factors

1.6 柱端塑性铰对柱的延性影响

由图 3 的骨架曲线图 5 可以看出,不同参数试件组的骨架曲线都具有明显的线弹性阶段、弹塑性变

形阶段和极限破坏阶段。在初始加载阶段,骨架曲线接近直线,试件基本处于弹性变形。继续加载到钢管上某局部区域应力达到材料屈服极限后,开始出现非线性变形,骨架曲线发生弯曲,试件刚度逐渐降低,但是此时荷载仍在上升。随着位移的不断增大,荷载继续增高达到峰值荷载时,在最先屈服的横截面处,已形成塑性铰,荷载开始降低,结构延性达到极限。

对比各组试件的滞回曲线并由此描绘出它们的骨架曲线图 5,可以看出,当增大轴压比时将降低试件的峰值荷载和延性,滞回曲线趋向饱满,耗能能力提高。加载初期轴压比对试件的刚度影响较小,骨架曲线的线性部分基本重合;超过屈服荷载后增大轴压比将降低试件的刚度,抗剪能力下降,峰值变小,整体延性下降。由此可以看出,轴压比的增大不但提前而且加速了塑性铰的发展。

增大试件的长细比,剪力峰值荷载也下降,但是延性提高,滞回曲线趋向饱满,耗能能力变强。只有提高混凝土强度等级,才会使水平承载力峰值与延性同时提高。

2 有限元数据分析

2.1 单元类型

钢管和混凝土分别采用 ANSYS 单元库中提供的 Solid65 单元和 shell181 单元,分离式模型,钢管与混凝土单元分别建模,表面结点共享方式,即把 Solid65 单元属性赋给混凝土体,把 shell181 单元属性赋给其边界面。采用映射方式进行网格划分,共划分出 3266 个节点,3044 个单元,其中钢管单元 361 个,其余为 solid65 单元,柱顶和柱底的两层单元全部设为刚性单元,以模拟固定支座,另有无尺寸单元 combin39 单元 361 个。由于 shell181 是四节点六自由度单元,而 solid65 是八节点三自由度单元,前者比后者多了绕 X、Y、Z 轴的三个转动自由度,因此需要将钢管单元绕 X、Y、Z 轴的转动自由度全部固定起来。

2.2 材料模型

钢管采用多线性随动强化模型(MKIN),单轴应力—应变关系采用多折线型(图 6),屈服准则为 Mises 准则;混凝土采用《混凝土结构设计规范 GB50010—2002》(附录 c)规定的单轴应力—应变关系(图 7),强化模型采用多线性等向强化模型(MISO),屈服准则为 Mises 准则,破坏准则采用 ANSYS 程序中混凝土材料默认的 William-Warnke 五参数破坏准则。

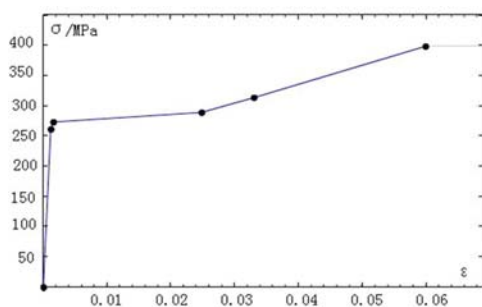


图 6 钢材本构关系

Fig. 6 Steel constitutive

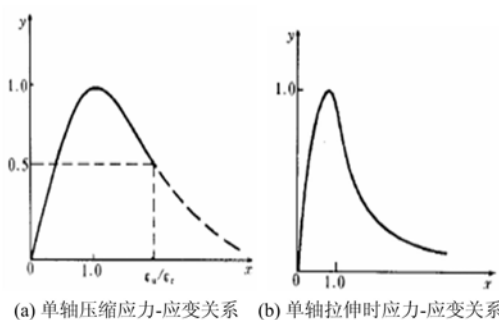


图 7 混凝土本构关系

Fig. 7 Concrete constitutive

2.3 接触面模拟

ANSYS 有限元分析中,在钢管和混凝土连接面上的相对应结点之间采用三个非线性弹簧单元 Combin39(图 8)来模拟钢管与混凝土之间的粘结—滑移现象,分别代表沿连接面法向、纵向切向和横向切向的相互作用。每一个弹簧的长度均为零。弹簧的性能由该弹簧的力—变形曲线(F-D 曲线)确定。纵向切向弹簧 F-D 曲线采用南昌大学许开成 2011 年所做实验(Push-out test)得到的曲线及公布的实验数据^[9],图 9 为该数据的示意曲线;横向切向的弹簧劲度系数的实验资料目前未曾见到,而且相关的实验研究也很难实现,文献[10]通过与纵向切向的比较,认为横向切向和纵向切向受力性能基本类似,因此,在没有实验资料的前提下,可以假定横向切向和纵向切向劲度系数相同,或采用与纵向切向劲度

系数成一定比例的某一定值。本文假定横向切向和纵向切向的相互作用一致,因此横向切向采用与纵向切向相同的 F - D 曲线。

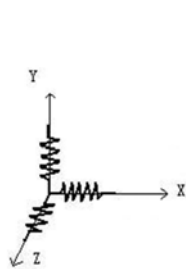


图 8 非线性弹簧单元 combin39

Fig. 8 Non-linear spring element combin39

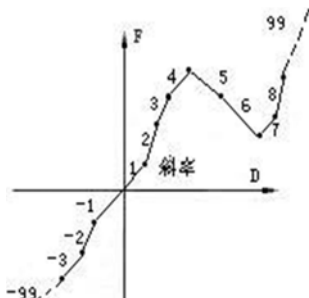


图 9 纵向切向 F - D 曲线

Fig. 9 Longitudinal tangent F - D curve

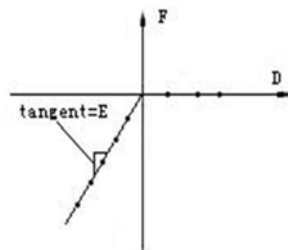


图 10 法向 F - D 曲线

Fig. 10 Vertical F - D curve

法向弹簧系数取值近似混凝土的弹性模量, F - D 曲线为经过原点的折线(图 10),在第三象限内取斜直线,在第一象限内近似为 D 轴,以模拟法向不抗拉的特点。

2.4 荷载

本文采用控制加载法,首先将不同试件对应的轴力作为面荷载加在柱顶,然后,依据实验所得滞回曲线不同位移等级循环的剪力峰值分级施加在柱顶刚性节点上,每级荷载往复次数与实验一致,加载顺序如图 11 所示。计算完成后,进入 ANSYS 的时间历程后处理界面,利用 APDL 参数化设计语言编制的命令流提取剪力及柱顶位移值,得到剪力与柱顶位移的关系曲线(图 12 显示的是与试件(e)对应的数值模拟计算结果)。

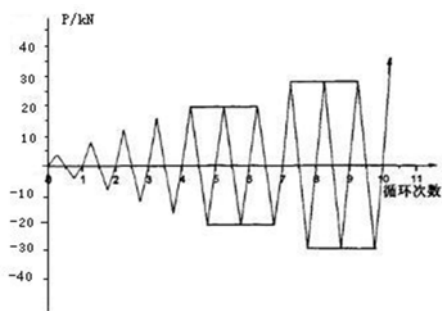


图 11 ANSYS 加载顺序

Fig. 11 ANSYS load order

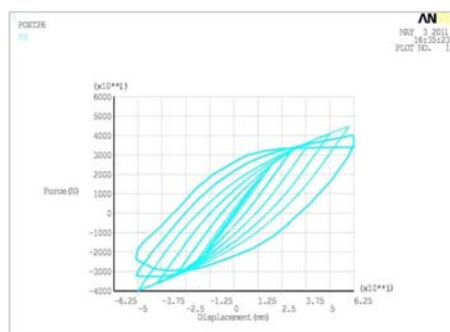


图 12 试件(e)的侧向剪力-柱顶位移滞回曲线

Fig. 12 P - S hysteretic curve

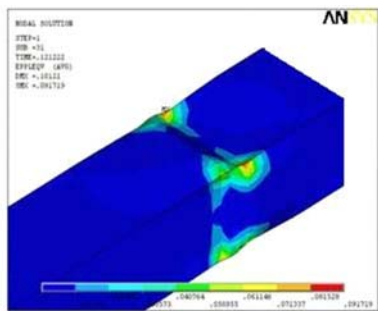


图 13 试件(e)塑性应变云图

Fig. 13 Cloud picture of the plastic strain of the specimen (e)

2.5 实验结果与有限元模拟结果比较

图 12 是和试件(e)相同参数试件的 P - S 滞回曲线,根据图 12 所显示局部屈服时的柱端位移 $\delta_y = 18\text{mm}$,破坏荷载(下降至最大荷载的 85%)时的柱端位移 $\delta_m = 62.5\text{mm}$,延性系数为 3.5,与图 3(e)所示的实验结果比较,误差为 15%;图 13 为与试件(e)对应的的钢管塑性应变云图,CFST 的剪力滞效应从两图都得到证明。由此也可以确定使用 ANSYS 计算的方钢管混凝土柱和实验结果吻合良好。

3 结论

塑性铰萌发的早晚和发展快慢决定了 CFST 的延性大小和水平承载力高低:

(1) 增大 CFST 的轴压比将引发塑性铰提前出现,并降低其延性和水平抗剪能力,但是非线性变形阶段耗能能力有所增强,滞回曲线基本无捏拢现象。

(2) 增大 CFST 的长细比可以延滞塑性铰产生,提高其延性和非线性变形阶段的耗能能力,但是水平抗剪能力下降。

(3) 提高 CFST 内填混凝土的强度等级,可以在不明显降低延性的条件下提高抗剪能力,但是增幅较小。

(4) CFST 剪力滞效应明显,柱端塑性铰起源于方钢的角部,此结论对 CFST 设计的局部加强具有重要意义。

参考文献:

- [1] 叶列平,曲哲,马千里等.从汶川地震中框架结构震害谈“强柱弱梁”屈服机制的实现[J].建筑结构,2008,38(11):52—59 (YE Lieping, QU Zhe, MA Qianli, et al. Study on ensuring the strong column-weak beam mechanism for RC frame based on the damage analysis in Wenchuan Earthquake[J]. Building Structure, 2008, 38(11):52—59 (in Chinese))
- [2] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京:清华大学出版社,2003 (ZHONG Shantong. Concrete-filled Steel Tubular structure [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003 (in Chinese))
- [3] GB50017—2003,《钢结构设计规范》[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2003 (GB50017—2003. Steel Design Specification[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2003 (in Chinese))
- [4] 向书坚. 统计学[M]. 北京大学出版社,2007 (XIANG Shujian. Statistics[M]. Beijing University Press, 2007 (in Chinese))
- [5] <http://wenku.baidu.com/view/452515661ed9ad51f01df216.html>
- [6] 陶忠,韩林海. 方形截面钢管混凝土压弯构件承载力设计计算[J]. 哈尔滨建筑大学学报,2000,33:23—27 (TAO Zhong, HAN Linhai. Design and calculations on bearing capacity of concrete-filled square steel tubular [J]. Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture, 2000, 33:23—27 (in Chinese))
- [7] 余勇,吕西林. 方钢管混凝土柱的三维非线性分析[J]. 地震工程与工程振动,1999(1):40—41 (YU Yong, LV Xilin. Three dimensional nonlinear analysis on concrete-filled square steel tubular [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1999(1):40—41 (in Chinese))
- [8] 韩林海. 钢管混凝土结构—理论与实践[M]. 北京:科学出版社,2004 (HAN Linhai. Concrete-filled square steel structure - theory and practice [M]. Beijing: Science Press, 2004 (in Chinese))
- [9] 许开成,陈梦成,顾章川. 钢管混凝土界面黏结力的组成试验研究[J]. 铁道建筑,2011(11):61—63 (Xu kaicheng, Chen Mengcheng, Gu Zhangchuan. Test of The Composition of Steel Concrete Interface Bond Strength of Concrete-filled Steel Tubular [J]. Railway Construction, 2011(11):61—63 (in Chinese))
- [10] 康希良,程耀芳,张丽等. 钢管混凝土粘结滑移本构关系理论分析[J]. 工程力学,2009(10):74—78 (KANG Xiliang, CHENG Yaofang, Zhan Li, et al. Theory Analysis of Bond-slip Constitutive Relationship for CFRT [J]. Engineering Mechanics, 2009(10):74—78 (in Chinese))

An Experimental Study of Ductility for Concrete-filled Square Steel Tubular Column

CAI Chuan-guo, WEI Zhong-xuan, YANG Xu-pu

(PLA University of Science and Technology, Nanjing 210007, China)

Abstract: In view of the requirement of structure seismic design for ductility, a group of low cyclic loading test was carried out for seven concrete-filled square steel tubular column specimens with different axial load ratios, slenderness ratios and concrete grades. Then, the load-displacement curve, the skeleton curve of these frame columns and the load-displacement value of each stage were obtained. Based on these data, an analysis on various factors that affect the ductility of concrete-filled square steel tubular columns was conducted. Results show that the decline of bearing capacity in the end-column is mainly due to the germination and expansion of the plastic hinge of pillar. Furthermore, the increase of axial compression ratio will lead to earlier emergence of plastic hinges, which and then reduces the ductility and horizontal anti-shearing capacity of the frame column. In addition, the increase of slenderness ratio can delay the plastic hinge emergence that improves the ductility and energy dissipation capacity of columns, but on the other hand decreases the horizontal anti-shearing capacity. As a result, adopting higher grade concrete can effectively reduce the negative effects due to the larger axial compression ratio and slenderness ratio. Experimental results are in good agreement with the data from finite element calculations.

Keywords: concrete-filled square steel tubular column; plastic hinge; ductility