

# 超薄壁冷弯型钢 C 型墙架柱-楼层梁 连接抗震性能试验研究

王秀丽<sup>1</sup> 褚云朋<sup>1,2</sup> 姚勇<sup>2</sup> 杨亚龙<sup>2</sup> 高红伟<sup>2</sup>

(1. 兰州理工大学, 甘肃兰州 730050; 2. 西南科技大学, 四川绵阳 621010)

**摘要:** 低层冷弯薄壁型钢房屋技术规程推荐的墙-梁连接施工工艺简单, 但传力复杂, 为探讨连接抗震性能, 设计包括规程推荐及角钢加强的新型连接的 4 组 8 个 C 型截面墙架柱-楼层梁连接试件, 对其进行低周往复加载试验, 结果表明: 试件耗能能力均较强, 发生延性破坏, 荷载作用下累积损伤均较大; 柱腹板高度对规程推荐连接承载力影响较大, 而对新型连接影响较小, 极限状态时轴压比对新型连接承载力影响更明显; 规程推荐试件延性系数均大于新型连接, 在自攻螺钉脱落前变形能力较强; 而新型连接变形能力相对较弱, 轴压比为 0.2 时试件有较明显的屈服平台; 为加强楼层梁及边梁腹板, 防止过早发生局部屈曲, 建议设计时对梁端部进行构造加强。

**关键词:** 超薄壁冷弯型钢; C 型墙架柱; 墙-梁连接体系; 试验研究; 抗震性能

中图分类号: TU391 文献标识码: A 文章编号: 1000-431X(2015)07-0050-10

## Experimental study on seismic performance of connection between cold-formed C section steel wall frame and floor beam

Wang Xiuli<sup>1</sup> Chu Yunpeng<sup>1,2</sup> Yao Yong<sup>2</sup> Yang Yalong<sup>2</sup> Gao Hongwei<sup>2</sup>

(1. Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. Southwest University of Science and Technology, Mianyang 621010, China)

**Abstract:** The construction detailing of wall frame-floor beam connection recommended by the technical specification for low-rise cold-formed thin-walled steel buildings is simple, but load transmission is rather complex. In order to study the mechanics of force transmission and seismic performance of the connection, 8 full scale specimens, divided into 4 groups, were tested under low-cycle loading. The results show that: (1) The energy dissipation capacity of the connections constructed by the specification and the new connections enhanced by angles are strong, the damage and failure modes are ductile, and the accumulated damage index are large. (2) The height of the web has a certain influence on the bearing capacity of the connection recommended by the specification, but has little influence on the bearing capacity of the enhanced connection. (3) The ductility factor of recommended connections are larger than that of the new connections, before the self-tapping screws off, regional deformation of the connection is large. The ductility of the enhanced connection is mainly provided by the floor beam bend, the deformation capacity is relatively weak, specimens under an axial compression ratio of 0.2 have obvious yield platform. (4) The connections are suggested to be simplified as nominally pinned when calculating the structure, and the ends of the beam should be enhanced to avoid premature local buckling of the beam web.

**Keywords:** ultra-thin cold-formed steel; C-type stud; wall frame-beam connection system; experimental study; seismic behavior

**E-mail:** 1135739056@qq.com

## 引 言

超薄壁低层冷弯型钢房屋所采用建造材料可回

收再利用率高, 其承重的复合墙体由冷弯薄壁型钢墙体龙骨、内填保温棉和外覆石膏板等面板材料复合而成, 完全可以取代当前尚在大量使用的空心砖; 该结构体系具有良好的保温隔热性能, 降低了建造及使用期间的能耗<sup>[1]</sup>。冷弯薄壁型钢房屋中把壁厚小于 2mm 的杆件定义为超薄壁杆件, 综合考虑施工工艺、结构承载力, 体系多杆件等特点<sup>[1]</sup>, 通常施工做法是将各楼层墙段龙骨在工厂加工好后运到现场拼装, 故

基金项目: 国家科技支撑计划(2011BARI2B07), 国家自然科学基金(51278236)和四川省教育厅基础科研项目(12ZB157)

作者简介: 王秀丽, 博士, 教授

收稿日期: 2014-04-15

形成了规程<sup>[2]</sup>推荐的楼层连接处做法(见图 1)。墙体所承受水平地震作用在每层墙段底部将产生一对力矩和剪力,使墙体发生转动和滑移,从抗力角度需在每层墙段底部设置抗拔锚栓,由于低层房屋受到水平地震作用小,水平抗力易于得到保证;低层冷弯型钢房屋振动台试验也表明房屋在 7 度多遇~9 度罕遇地震作用下抗震性能较好<sup>[3-4]</sup>。但将该结构体系用于多层房屋中时,随房屋层数增加,水平地震作用将增大,目前规程连接方法能否满足抗震要求仍需进一步研究。

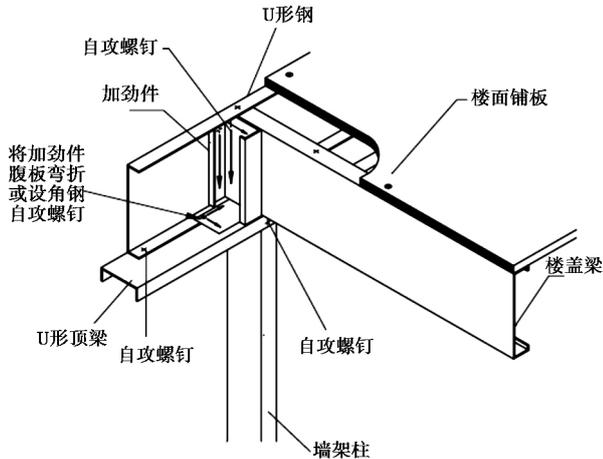


图 1 规程推荐的墙架柱-楼层梁连接

Fig.1 Wall frame-floor beam connection

超薄壁低层冷弯型钢房屋目前还没有明确的抗震分析方法和设计方法,对于结构体系抗震性能的研究大多限于足尺模型结构试验的层面,对抗震性能的分析方法研究尚显不足<sup>[5]</sup>。已有的低层房屋设计方法中,沈祖炎采用结构分析软件 SAP2000 建立了足尺房屋振动台试验简化分析模型<sup>[3]</sup>,每片复合墙体的抗剪作用采用一个斜支撑连接单元模拟,钢龙骨立柱和上下导轨简化为铰接,楼板与上下层墙段间连接简化为铰接,计算分析表明自振周期和振动台试验结果吻合较好<sup>[5]</sup>,证明低层房屋进行抗震计算时采用此种结构简化模型及计算方法是可行的。据此提出了低层冷弯薄壁型钢房屋的抗震设计建议方法,但应用于多层房屋中时,房屋水平作用较强,协调墙梁变形的墙架柱-楼层梁连接抗震性能对整体抗震性能影响较大,因此需考虑连接的简化计算模型及抗震性能,以期将其应用于整体结构抗震分析中。

低层超薄壁冷弯型钢房屋振动台试验还表明地震作用下自攻螺钉易脱落,且楼盖梁、边梁易发生局部屈曲<sup>[3-4]</sup>。楼层连接处的构造成为整个结构体系的薄弱部分,规程<sup>[2]</sup>采用的在支座处设置加劲件方法虽对楼层梁腹板抗屈曲能力有一定提高,但用到多层房

屋中时随着房屋自重增加,对墙体的抗压能力要求也随之增强,对墙体竖向承载提出了更高的要求。结合 GB 50018—2002《冷弯薄壁型钢结构技术规范》<sup>[6]</sup>相关内容,考虑“强墙弱梁”,本文提出一种新型连接,该连接的墙架柱在楼层处连续,考虑到自攻螺钉连接中螺钉拔出或剪短后连接会立刻失效,因此楼层梁与墙架柱间采用角钢进行加强,并采用长螺栓进行连接,本文定义为新型连接,具体细部构造见发明专利——多层房屋冷弯薄壁型钢梁柱结构体系。又因 C 型开口截面墙架柱受压时易发生屈曲,降低构件承载能力<sup>[6]</sup>,抗震设计中墙体延性对轴压比也较为敏感,因此本文对规程<sup>[2]</sup>推荐的墙架柱-楼层梁连接和改进连接在不同轴压比下的抗震性能进行试验研究,得到连接的破坏特征和抗震性能相关数据,为该类房屋的抗震设计提供参考。

## 1 试验概况

### 1.1 材性试验

试件材料为 Q235B 级镀锌钢板,基材名义厚度为 1.0mm。根据现行《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T 228.1—2010)<sup>[7]</sup>方法制作试件,试样尺寸如图 2 所示。图中  $b = 15\text{mm}$ ,  $s_0 = b \times t = 15\text{mm}^2$ ,  $L_0 = 11.3\sqrt{s_0} = 44\text{mm}$ ,  $L_c = L_0 + 20 = 64\text{mm}$ 。

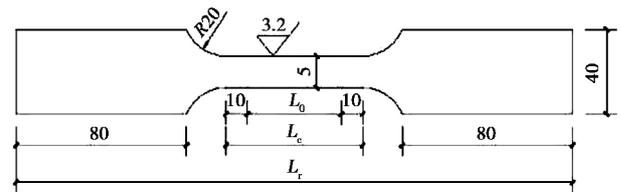


图 2 材性试件尺寸

Fig.2 Dimension of specimens for coupon test

试件屈曲后出现塑性变形,横截面逐渐减小,采用初始截面面积计算截面应力导致计算极限强度偏小。设初始截面面积为  $A_0$ ,长度为  $l_0$ ,试验中某一时刻截面面积为  $A$ ,长度为  $l$  则有:

$$d\varepsilon = \frac{dl}{l} \Rightarrow \varepsilon = \int_{l_0}^l \frac{dl}{l} = \ln \frac{l}{l_0} = \ln \frac{l_0 + \Delta l}{l_0} = \ln(1 + \varepsilon_0) \quad (1)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{N}{A_0 l_0 / l} = \sigma_0 \frac{l_0 + \Delta l}{l_0} = \sigma_0(1 + \varepsilon_0) \quad (2)$$

由试验数据可知:极限荷载时:  $\varepsilon_0 = 0.19$ ,  $\sigma_0 = 379.07\text{MPa}$ ;破坏荷载时:  $\varepsilon_0 = 0.22$ ,  $\sigma_0 = 292.45\text{MPa}$ ,代入式(1)和式(2)可得:极限荷载时:  $\varepsilon = 0.17$ ,  $\sigma = 451.21\text{MPa}$ ;破坏荷载时:  $\varepsilon = 0.20$ ,  $\sigma = 356.79\text{MPa}$ 。

表 1 主要材性试验结果  
Table 1 Material test results

试件编号	厚度( mm)	屈服强度( MPa)	弹性模量( GPa)	屈服应变( %)	极限强度( MPa)	伸长率( %)	截面收缩率( %)
MP1	0.90	312.59	163.06	0.19	385.19	22.47	33.33
MP2	0.94	306.38	155.08	0.20	373.05	22.29	33.20
MP3	0.92	314.49	162.41	0.19	378.99	22.56	35.33
均值	0.92	311.16	160.19	0.19	379.07	22.44	33.95

1.2 试件制作

依据不同柱截面高度及轴压比设计了 4 组共 8 个试件。墙架由 5 根 C 型墙架柱、5 根 C 型梁组成。墙架部分高度 1800mm,整体宽度 2400mm;楼盖梁长 1200mm。柱截面 C160 × 40 × 10 × 1 (C 为截面形式,160 为腹板高度 A 为翼缘宽度,10 为卷边高度,1 为名义厚度,实为 0.92mm) 及 C89 × 44.5 × 12 × 1,对应上下导轨采用 U163 × 40 × 1 及 U93 × 40 × 1。楼盖梁、梁支座加劲件、梁刚性支撑均采用 C205 × 40 × 10 × 1 (C 型支座加劲件高取 195mm)。改进后连接依托上下角钢与承载梁及墙内龙骨进行连接,梁采用 C205 × 40 × 10 × 1 且折弯成“L”形,规程<sup>[2]</sup>推荐连接方式及自攻螺钉间距见图 3(a),新型连接自攻螺钉间距见图 3(b)。所有构件均采用圆头大华司自转自攻螺钉 ST4.2 × 13 连接,楼盖边梁螺钉间距 200mm。试件编号及组成详见表 2,竖向力大小根据石宇<sup>[8]</sup>提出的折减强度法对于 Q235B 钢可按式(3)计算。

$$P_u/P_y = 1.1918 - 0.0752b_w/b_f - 0.0037l/i_y - 0.0057b_f/t \quad (3)$$

式中:  $P_u$  为构件极限承载力;  $P_y$  为构件屈服承载力;  $b_w$  为构件腹板宽度;  $b_f$  为构件翼缘宽度;  $t$  为构件壁厚。

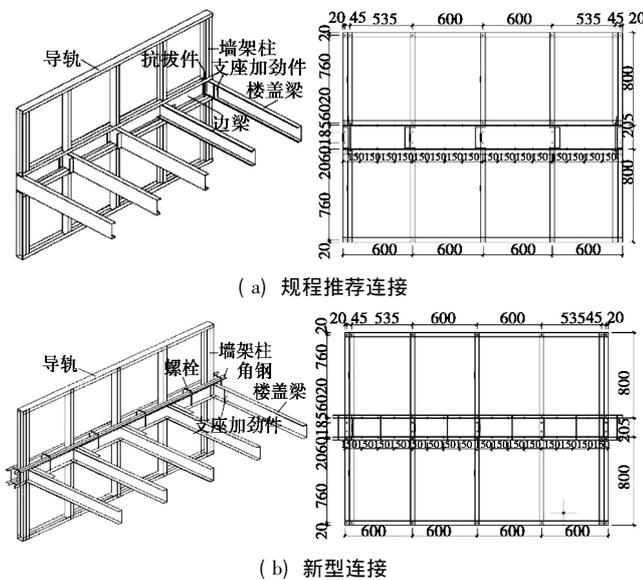


图 3 连接示意

Fig. 3 Connection mode

1.3 试验装置

加载采用 MTS 电液伺服程控试验机进行,加载时两水平作动器固定在反力墙上,试验时墙架柱上端通过 20a 槽钢与固定于反力地坪上的反力架固定,下端则通过 20a 槽钢连接到固定于反力墙上的 MTS 作动器上,对墙架柱施加固定的轴向压力值,上面作动器对楼层梁悬臂端施加低周往复荷载,加载装置及试件现场布置见图 4。

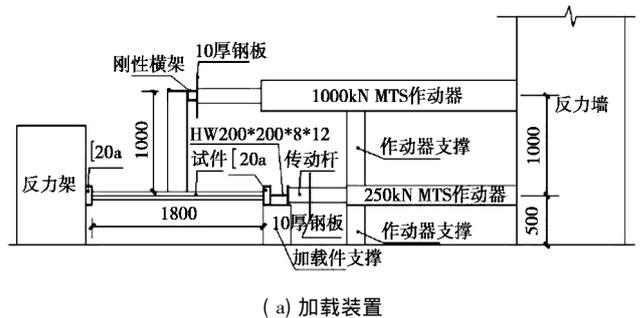


图 4 试验装置示意及现场布置

Fig. 4 Illustration and site layout of test setup

1.4 加载制度

组合墙体轴力: 根据石宇<sup>[8]</sup>提出的冷弯薄壁卷边槽钢轴心受压构件承载力计算的折减强度法计算出单根墙架柱的轴心受压承载力,加载方法见表 2。试验时先把组合墙体轴力一次施加到位,记录各位移计和应变片初始读数,并持荷直至试验结束。对楼盖梁端部采用位移控制方式施加低周往复荷载,并转换为以层间位移角进行控制<sup>[9]</sup>,加载方法见表 3。

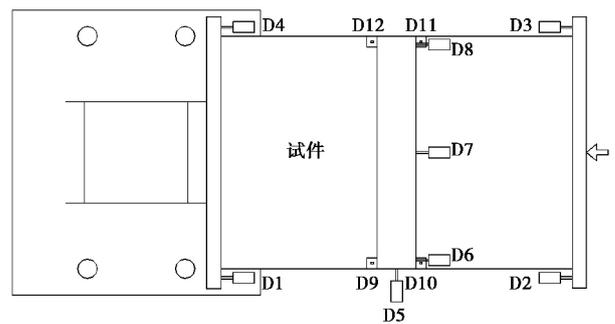
表 2 试件编号及组成  
Table 2 Number and parameters of specimens

序号	组别	试件编号	规格	墙架柱截面	竖向力( kN)	轴压比	加载方法
1	一	CS-89-0.2	规程	C89 × 44.5 × 12 × 1	32.7	0.2	位移低周反复
2		CS-160-0.2	推荐	C160 × 40 × 10 × 1	17.8		
3	二	CS-89-0.4	规程	C89 × 44.5 × 12 × 1	65.4	0.4	
4		CS-160-0.4	推荐	C160 × 40 × 10 × 1	35.6		
5	三	NCS-89-0.2	改进	C89 × 44.5 × 12 × 1	32.7	0.2	
6		NCS-160-0.2	连接	C160 × 40 × 10 × 1	17.8		
7	四	NCS-89-0.4	改进	C89 × 44.5 × 12 × 1	35.6	0.4	
8		NCS-160-0.4	连接	C160 × 40 × 10 × 1	35.6		

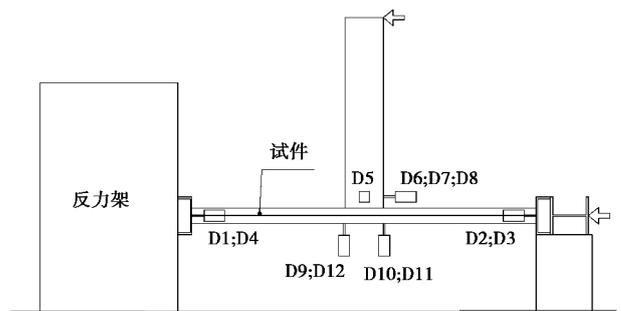
注: 试件编号“CS-160-0.2”为“C 型截面, 高度 160mm, 轴压比 0.2”, 试件编号“CS-89-0.4”为“矩形截面, 高度 89mm, 轴压比 0.4”。

表 3 试验加载制度  
Table 3 Loading scheme

荷载级别	位移幅值( mm)	循环次数	层间位移角( rad)
1	±4.5	3	0.005
2	±9	3	0.010
3	±18	3	0.020
4	±27	2	0.030
5	±36	2	0.040
6	±45	2	0.050
7	±54	2	0.060
8	±63	2	0.070
9	±72	2	0.080
10	±81	2	0.090
11	±90	2	0.100
12	±108	2	0.120
13	±126	2	0.140
14	±144	2	0.160
15	±162	2	0.180
16	±180	2	0.200
17	±207	2	0.230



(a) 俯视图



(b) 侧视图

图 5 位移计布置

Fig. 5 Arrangement of displacement transducer

### 1.5 测点布置

位移采用 YHD100 型位移传感器采集, 试验共布置 8 个位移计, 见图 5。D1 ~ D4 分别用于测试墙架柱在轴压下的轴向变形, D5 用于测试楼盖梁平面外位移, D6 ~ D8 分别用于测试左、中、右楼盖梁沿作动器加载方向的位移值, D9 ~ D12 用于测试连接区域沿竖直平面的转角。通过 D6 ~ D8 数值变化可发现楼盖梁是否发生扭转。反力墙上端固定的作动器位移传感器和力传感器记录加载时梁悬臂端位移及所加荷载数值。

## 2 试验现象及破坏特征

### 2.1 试验过程

#### 2.1.1 CS 系列试件

CS 系列 4 个试件试验现象基本类似, 在墙架柱顶施加轴压过程中伴随“咔咔”响声, 这是上下柱对楼层连接处压紧时发出的声响。轴压施加结束后, 边梁腹板可见轻微平面外鼓曲, CS-89 试件鼓曲程度小于 CS-160 的, 轴压比 0.2 鼓曲程度小于 0.4 的。对梁悬臂端施加往复荷载后: ①加至 ±4.5mm 时, 试件再次发出压紧的轻微响声, 加载至 ±18mm 时, 发出“咔咔”响

声,之后试件开始出现不同程度不同模式的破坏;②CS-89-0.2 加载至  $\pm 27\text{mm}$ ,而 CS-160-0.2 加载至  $\pm 63\text{mm}$ 时,试件发出连续响声,边梁局部屈曲明显。在加载过程中,边梁向外鼓曲明显,伴随鼓曲会发出响声,卸载时鼓曲可恢复。由于试件钢板厚度仅为  $1\text{mm}$ ,受压时柱及楼层梁腹板极容易发生局部屈曲,在循环加载下,楼层梁端部时刻处于被压收紧然后放松的状态,端部很容易发生不可恢复的局部屈曲变形;③CS-89-0.2 加载至  $\pm 55\text{mm}$ ,而 CS-160-0.2 加载至  $\pm 72\text{mm}$ 时梁柱连接区域自攻螺钉出现滑移,边梁屈曲(见图 6(a));④CS-89-0.2 加载至  $\pm 108\text{mm}$ ,而 CS-160-0.2 加载至  $\pm 90\text{mm}$ 时,部分墙架柱-梁连接处自攻螺钉从螺孔中拔出,位移逐渐变大,自攻螺钉对其孔壁产生反复挤压,从而使得孔径变大,当位移更大时,自攻螺钉脱落(见图 6(b));⑤加载至  $\pm 126\text{mm}$ 时楼盖梁与墙架柱连接部分自攻螺钉被剪断,楼盖梁支座加劲件与边梁连接螺钉大多失效,两侧楼盖梁与墙架柱、边梁连接螺钉孔变大。试验结束后,墙架柱变形能基本恢复,表明墙架柱处于弹性阶段,边梁产生较大塑性变形(见图 6(c)),楼层梁靠近连接区域局部屈曲较为明显(见图 6(d)),说明仅采用加劲件对其端部腹板进行抗屈曲加强,不能有效抵抗顶层墙段压力,因此在多层房屋设计时,楼层梁端部仍需进一

步加强。

### 2.1.2 NCS 系列试件

NCS 系列的 4 个试件试验现象类似,施加轴压过程中基本不发出响声。梁悬臂端位移加载至  $\pm 9\text{mm}$ 时,试件发出轻微响声,为杆件间空隙被压紧时所发出响声。加载至  $\pm 18\text{mm}$ 后响声逐渐变大,连接开始受力。加载至  $\pm 45\text{mm}$ 时,试件开始发出连续响声,发现螺栓与螺孔间发生滑移,角钢局部屈曲(图 7(a))。NCS-160-0.2 及 NCS-89-0.2 试件加载至  $\pm 108\text{mm}$ 时,自攻螺钉从螺孔滑移,楼盖梁与墙体骨架间缝隙加大,表明柱截面高度对改进连接楼盖梁的受力基本没有效果,而起加强作用的角钢对连接承载性能提高较大。NCS-89-0.2 试件加载至  $\pm 162\text{mm}$ ,NCS-160-0.2 试件加载至  $\pm 144\text{mm}$ 时,有自攻螺钉从螺孔中拔出,边梁发生局部屈曲(图 7(b),图 7(c))。NCS-89-0.2 试件加载至  $\pm 180\text{mm}$ 时,而 NCS-160-0.2 试件加载至  $\pm 162\text{mm}$ 时,角钢与墙架柱连接的自攻螺钉大多失效,楼盖梁与墙架柱间传力主要靠角钢间对拉螺栓。卸载后,墙架柱和楼盖梁变形可基本恢复,但角钢发生较大局部屈曲变形(图 7(d)),试验中的任何受力阶段,角钢对试件抗震性能影响均较大,因此角钢厚度宜增至  $2\sim 3\text{mm}$ 。

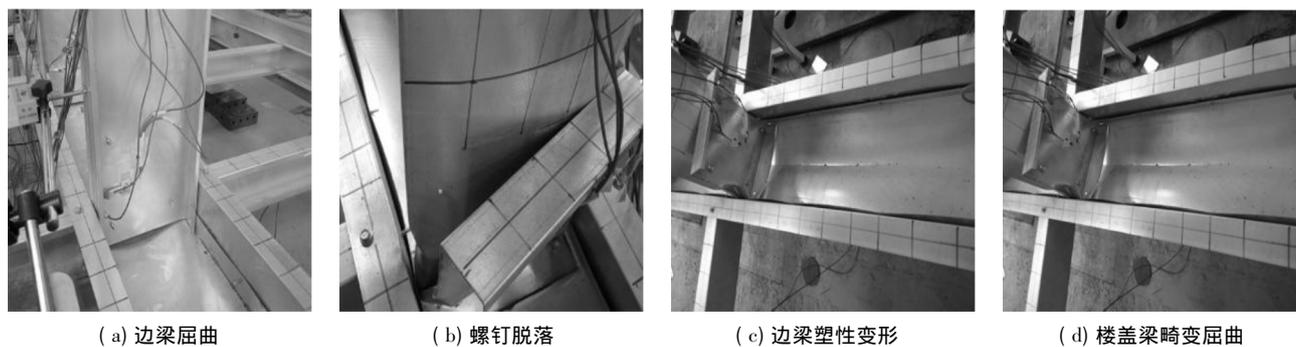


图 6 CS 系列试件破坏特征  
Fig. 6 Failure phenomena of CS series

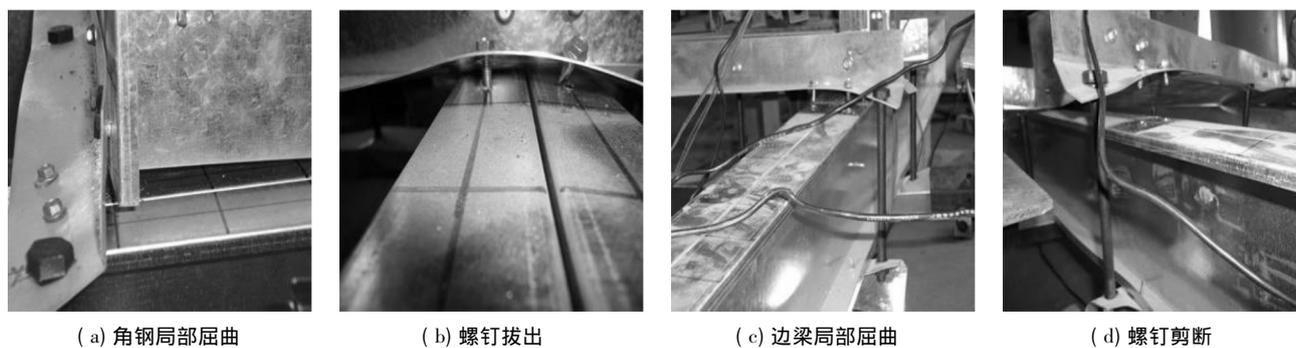


图 7 NCS 系列试件破坏特征  
Fig. 7 Failure phenomena of NCS series

## 2.2 破坏现象

试件在低周往复荷载作用下分别经历了弹性变形、局部扭转屈曲、屈服、板件屈曲、螺钉拔出、螺钉被剪断等阶段。根据试验记录,试件破坏过程可描述为表 4 所示,表中①~⑩分别代表:①墙架柱-楼层梁连接弹性;②墙架柱局部屈曲;③楼层梁局部屈曲;④自攻螺钉拔出;⑤自攻螺钉剪断;⑥梁端位移过大;⑦墙架柱位移过大;⑧边梁腹板局部屈曲;⑨角钢挤压变形过大;⑩大量螺钉孔挤压破坏。

表 4 试件破坏过程

Table 4 Failure processes of member

试件编号	试件失效过程
CS-89-0.2	①、②、③、④、⑤、⑥、⑦、⑧、⑩
CS-89-0.4	①、②、③、④、⑤、⑥、⑦、⑧、⑩
CS-160-0.2	①、②、③、④、⑤、⑥、⑦、⑧、⑩
CS-160-0.4	①、②、③、④、⑤、⑥、⑦、⑧、⑩
NCS-89-0.2	①、②、④、⑤、⑥、⑨
NCS-160-0.2	①、②、④、⑤、⑥、⑨
NCS-89-0.4	①、②、④、⑤、⑥、⑨
NCS-160-0.4	①、②、④、⑤、⑥、⑨

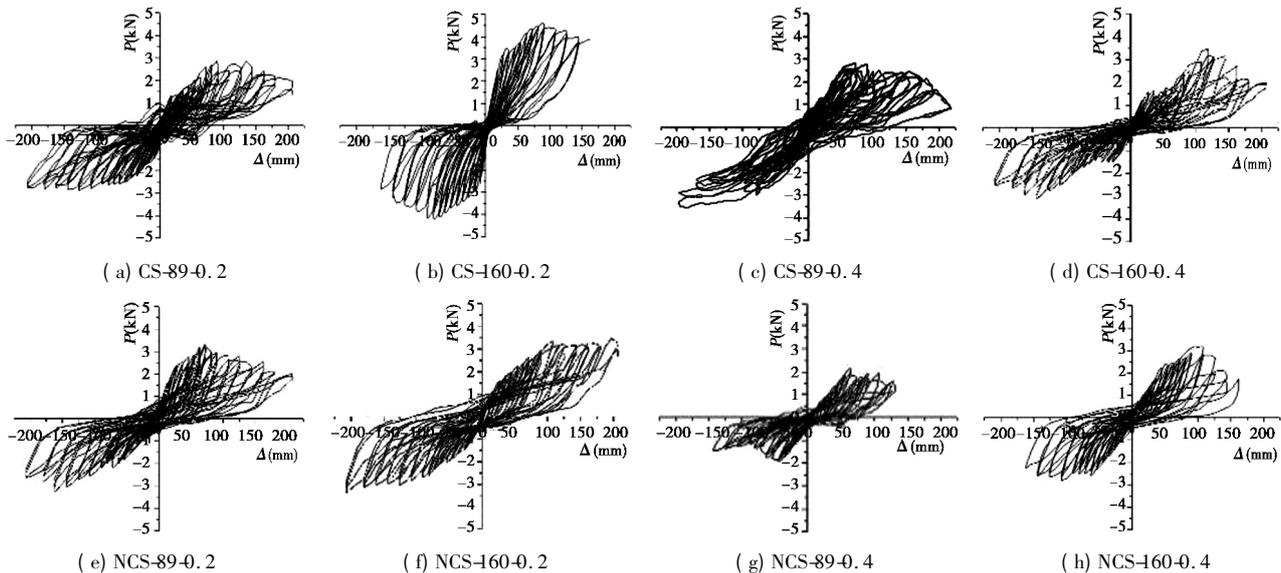


图 8 荷载-位移曲线

Fig. 8 Load-displacement curve

段;随循环次数增加,耗能能力不断增强,在同一加载幅值下,后一循环达到的荷载值均低于前一次,表明试件出现了强度、刚度和耗能能力的退化,反映了试件的累计损伤。②随加载位移增大,轴压比为 0.4 的试件快速由弹性阶段进入到弹塑性阶段,承载力退化明显,主要原因是连接区域板件局部屈曲所致。③CS 系列试件由于在加载过程中存在加载拉开,卸载闭合

## 3 试验结果及分析

### 3.1 滞回曲线

试验过程中楼盖梁端部实测位移  $\delta_0$  由组合墙体滑动位移  $\delta_L$ 、试件整体转动时梁端位移  $\delta_\varphi$  及梁端水平位移  $\delta$  组成。试验时通过固定组合墙体固定端和轴压作动器的垂直方向位置,控制试件不发生垂直平面外的整体转动,因此楼盖梁端部的实际剪切位移为:

$$\Delta = \delta_0 - \delta_L - \delta_\varphi \quad (4)$$

式中: $\delta_0$  为作动器位移传感器采集值; $\delta_L$  为试件相对于地面水平位移,即位移计  $D_2$ 、 $D_3$  与  $D_1$ 、 $D_4$  差值平均值  $\delta_1 = (D_2 + D_3 - D_1 - D_4) / 2$ ;  $\delta_\varphi$  为连接域转动引起的梁端位移,  $\delta_\varphi = (D_9 + D_{12} - D_{10} - D_{11}) L / 2d$   $L$  为梁端加载点到墙架柱距离,取 900mm  $d$  为  $D_9$  与  $D_{10}$ 、 $D_{11}$  与  $D_{12}$  的距离,取 205mm。由式(4)可求出各试件的实际水平位移  $\Delta$ ,由 MTS 作动器中力传感器可得实际荷载  $P$ ,从而得到各试件荷载-位移 ( $P-\Delta$ ) 曲线见图 8。

从图 8 可看出:①所有试件在加载初期加卸载曲线基本重合,滞回环面积很小,为试件的弹性工作阶

的情形,虽则在小荷载下位移稍大,但刚度退化不明显,没有发生自攻螺钉脱落现象;对于 CS-160 两个试件加载到极限状态卸载后,残余位移依然很小。④对于 NCS-160-0.2 试件进入屈服阶段后屈服平台较长,滞回环更为饱满,破坏时各部件塑性发展明显。⑤在整个加载过程中,滞回曲线由梭形发展为弓形后呈反 S 形,对于 NCS 系列试件由弹性、弹塑性到塑性变形各

阶段均较明显。⑥试件在加载过程中出现“捏拢”现象,是由于加载过程中自攻螺钉脱落、腹板局部屈曲及加卸载过程中楼盖梁与墙架柱在外力下“接触-分离”所致。

### 3.2 骨架曲线

骨架曲线是确定恢复力模型中特征点的重要依据,由滞回曲线得到骨架曲线如图9所示。①每个试件都经历了弹性、屈服、强化、破坏4个阶段,但CS-89-

0.4及NCS-89-0.4试件强化阶段不明显,且在加载初期就出现了较为明显的非线性,主要是加载过程中连接区域墙架柱腹板局部屈曲及自攻螺钉拔出所致。②试件加载到极限荷载后,骨架曲线进入下降段,表现出明显的刚度和承载力退化,骨架曲线均有明显的屈服点、最大荷载点,轴压比为0.2的试件有明显的屈服平台,而轴压比为0.4的试件,加载到极限荷载后承载力快速退化。

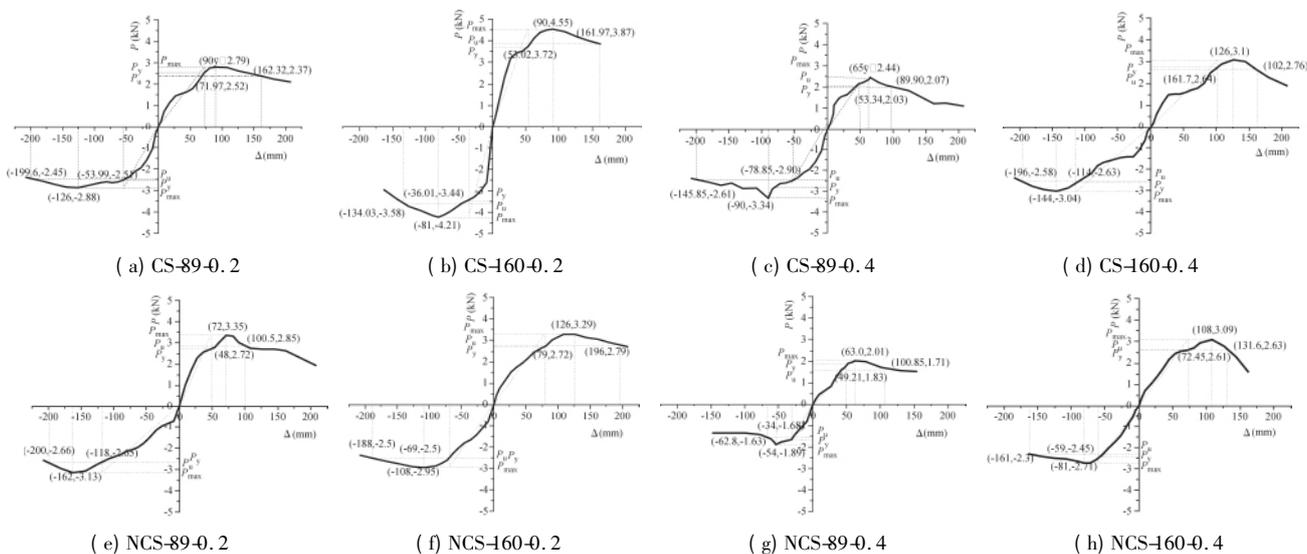


图9 荷载-位移曲线

Fig.9 Load-displacement curve

### 3.3 试件屈服点、破坏荷载的确定

《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)<sup>[10]</sup>规定,试件所承受的最大荷载 $P_{max}$ 及其变形 $\Delta_{max}$ 是试件 $P-\Delta$ 曲线上荷载最大值时对应的荷载和位移;破坏荷载 $P_u$ 和相应位移 $\Delta_u$ 取试件在最大荷载出现后,随位移增加而荷载降至最大荷载85%时所对应的荷载和位移(图10)。对无明显屈服点试件,可采用 $P-\Delta$ 曲线能量等效面积法确定屈服荷载 $P_y$ 、屈服位移 $\Delta_y$ 。具体方法如图10所示。各试件骨架曲线如图9所示,计算 $P_y$ 、 $\Delta_y$ 、 $P_{max}$ 、 $\Delta_{max}$ 、 $P_u$ 、 $\Delta_u$ 等试验结果汇总于表5。

由表5可得到:①规程推荐连接抗震性能受截面高度影响较大,腹板高度160mm的试件屈服荷载、破坏荷载分别为腹板高度89mm试件的1.42倍、1.54倍,说明柱腹板高度对规程推荐连接承载力影响较大;角钢加强型连接方式腹板高度89mm试件极限荷载略高于腹板高度160mm试件,表明柱腹板高度对改进后连接影响较小。②相同试件规程推荐的连接随轴压比增大屈服、破坏荷载都有明显降低,这表明规程推荐连接应用于轴压比较高建筑时应引起重视;③对腹板高度89mm的不同轴压比试件极限荷载对比发

现,规程推荐连接轴压比为0.2的试件比0.4的高出1.162倍,而新型连接轴压比为0.2的试件比0.4的高出1.612倍,说明轴压比对两类连接承载力均有影响,但对新型连接试件极限承载力影响较大。

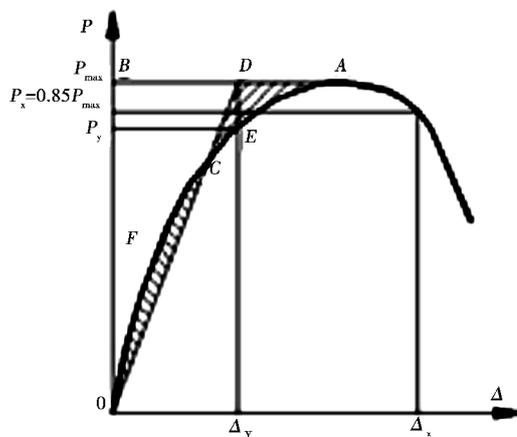


图10 屈服荷载、破坏荷载的确定

Fig.10 Determination method of yield and ultimate load

### 3.4 耗能及延性性能

通常用能量耗散系数 $E$ 来衡量试件耗散能力, $E$

越大表明试件耗能能力越强,累积耗能能力为所有滞回环面积之和。各试件耗能系数  $E$  及累积耗能能力见表 5。

延性系数为结构或构件的破坏位移与屈服位移之比,即  $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ 。由表 5 可知:①在轴压比 0.2 时,改进连接累积耗能能力强于规程推荐连接,而当轴压比增加到 0.4 时,两种连接累积耗能能力接近;②

规程推荐连接具有较好的延性性能,延性系数均大于改进连接,是因为规程推荐连接梁柱断开,在往复加卸载过程中楼盖梁与墙架柱会发生挤压-分离现象,在自攻螺钉脱落前,连接区域变形能力较强,但自攻螺钉脱落后,连接间约束减弱,试件快速失效;而改进型连接柱连续,延性主要由楼盖梁弯曲变形表现,自攻螺钉脱落后还有长螺栓继续工作。

表 5 试件荷载、位移特征值汇总

Table 5 Summary of characteristic load and displacement

试件编号	屈服荷载			极限荷载			破坏荷载			$\mu$	累积耗能能力
	$P_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$E_y$	$P_{max}$ (kN)	$\Delta_{max}$ (mm)	$E_{max}$	$P_u$ (kN)	$\Delta_u$ (mm)	$E_u$		
CS-89-0.2	2.515	63.0	0.50	2.835(100%)	108.0	0.63	2.415	181.0	0.66	2.87	3575(100%)
CS-160-0.2	3.580	44.5	0.37	4.380(154.5%)	85.5	0.42	3.725	148.0	0.50	3.32	3899(109.1%)
CS-89-0.4	2.054	53.6	0.52	2.440(86.7%)	63.0	0.58	2.074	89.5	0.70	1.67	3670(102.7%)
CS-160-0.4	2.695	108.0	0.50	3.070(108.3%)	135.0	0.54	2.610	178.5	0.61	1.65	3280(91.75%)
NCS-89-0.2	2.685	83.0	0.51	3.240(114.3%)	117.0	0.60	2.755	150.3	0.61	1.81	4071(113.8%)
NCS-160-0.2	2.610	74.0	0.49	3.120(110.1%)	117.0	0.68	2.645	192.0	0.64	2.59	4297(120.2%)
NCS-89-0.4	1.950	60.21	0.51	2.010(70.90%)	63.0	0.54	1.710	100.9	0.55	1.68	3250(90.9%)
NCS-160-0.4	2.530	65.7	0.53	2.900(102.3%)	94.5	0.60	2.465	146.0	0.83	2.22	3844(107.5%)

注:括号内数字表示试件试验值与 CS-89-0.2 的比值。

### 3.5 连接刚度

#### 3.5.1 初始刚度

结构设计中通常将剪力墙与楼层梁连接处设置为刚接或铰接,而对于薄壁龙骨墙体与楼层梁间的连接需进一步确定,并可将试验结论用于结构计算时的简化模型分析。根据欧洲规范(EN 1993-1-8:2005),当连接转动刚度小于梁线刚度( $i_b = EI_b/l$ )的 0.5 倍时,可视为铰接;当连接转动刚度大于梁线刚度的 25 倍时,可视为刚接;两者之间为半刚接。连接的初始刚度按  $K_1 = M_0/\theta_0$  计算,式中  $K_1$  为连接的初始刚度;

$M_0$  为加载第一步时连接的弯矩; $\theta_0$  为加载第一步时连接转角,计算结果见表 6。由表 6 可知轴压比为 0.2 时,所有试件均具有半刚性但高出铰接的上限值很少;而轴压比为 0.4 时,试件为铰接,因此为提高连接对梁的约束能力,建议对连接区域进行构造加强。

#### 3.5.2 刚度退化

试件在循环荷载作用下,刚度会随循环次数和荷载的增加而降低,这种现象称为刚度退化。试件刚度可用环线刚度表示,计算可参照文献[3]的计算方法进行,刚度退化曲线见图 11。

表 6 转动刚度与梁线刚度

Table 6 Rotational stiffness and line stiffness of beam

试件编号	$K_1$ ( $\times 10^8$ N/mm)	$0.5i_b$ ( $\times 10^8$ N/mm)	$25i_b$ ( $\times 10^8$ N/mm)	连接属性	损伤 $D$
CS-89-0.2	0.972	0.882	44.101	半刚接	0.91
CS-160-0.2	2.737	0.882	44.101	半刚接	0.93
CS-89-0.4	0.619	0.882	44.101	铰接	0.66
CS-160-0.4	0.599	0.882	44.101	铰接	0.66
NCS-89-0.2	0.972	0.882	44.101	半刚接	0.69
NCS-160-0.2	0.861	0.882	44.101	铰接	0.77
NCS-89-0.4	0.315	0.882	44.101	铰接	0.69
NCS-160-0.4	0.672	0.882	44.101	铰接	0.66

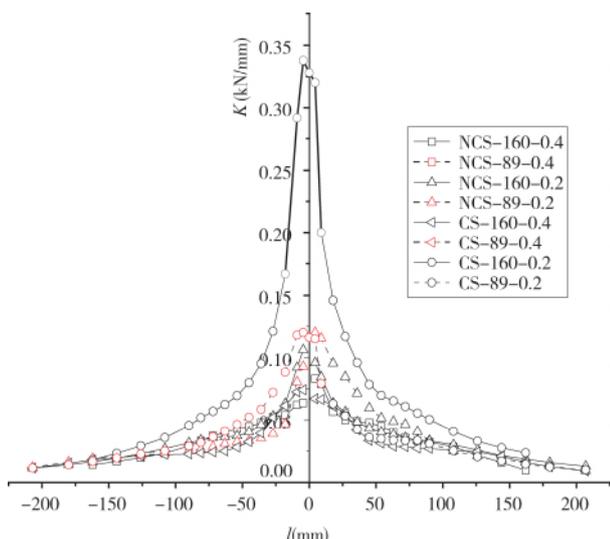


图 11 刚度退化曲线

Fig. 11 Stiffness degenerated curve

针对本次试验,当端部位移小于 50mm 时刚度退化迅速,端部位移大于 50mm 时刚度退化减缓;在达到 100mm 时,自攻螺钉失效较多,刚度退化趋于平缓。

### 3.6 损伤

从试验全过程看,导致试件破坏是连接累积损伤的结果。可依据规范<sup>[10]</sup>的计算方法进行,计算出试件损伤指数  $D$  见表 6。可看到 CS 系列试件刚度损伤值均较大,证明随循环次数增多刚度损伤高达 90% 以上,而其他连接刚度损伤值也在 60% 以上,通过试验过程也可发现,试件破坏是累积损伤的结果。

## 4 结论

通过对采用自攻螺钉连接的超薄壁冷弯型钢墙架柱-楼层梁连接在不同轴压比下的抗震性能试验研究,得到规程推荐及角钢加强的新型连接耗能能力均较强,发生的均是延性破坏,破坏为累积损伤的结果。

(1) 规程推荐连接随柱腹板增高,试件屈服荷载、极限承载力、破坏荷载均提高约 1.5 倍,但柱腹板高度对新型连接承载力影响较小;轴压比对两类连接承载力影响均较大;

(2) 规程推荐连接延性系数均大于改进连接,在自攻螺钉脱落前连接区域变形能力较强;而新型连接延性主要由楼盖梁弯曲变形体现,变形能力相对较弱,轴压比为 0.2 时试件均有较为明显的屈服平台;

(3) 连接区域转动刚度相对较小,建议对连接部位进行构造加强,且结构计算时建议将连接简化为铰接;

(4) 轴向压力作用下,规程推荐连接的加劲件不

能有效抵抗竖向压力作用,楼层梁及边梁腹板会发生局部屈曲,建议设计时应进行构造加强。

### 参 考 文 献

[1] 刘承宗,周志勇. 我国轻钢建筑及其发展问题探讨[J]. 工业建筑,2000,30(4):18-23 (Liu Chengzong, Zhou Zhiyong. Discussion on buildings of light-weight steel structure and the development in China [J]. Industrial Construction,2000,30(4):18-23(in Chinese))

[2] JGJ 227—2011 低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011(JGJ 227—2011 Technical specification for low-rise cold-formed thin-walled steel buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2011(in Chinese))

[3] 沈祖炎,刘飞,李元齐. 高强超薄壁冷弯型钢低层住宅抗震设计方法[J]. 建筑结构学报,2013,34(1):44-51 (Shen Zuyan, Liu Fei, Li Yuanqi. Seismic design method of low-rise high-strength cold-formed thin-walled steel framing buildings [J]. Journal of Building Structures, 2013,34(1):44-51(in Chinese))

[4] 李元齐,刘飞,沈祖炎等. 高强超薄壁冷弯型钢低层住宅足尺模型振动台试验[J]. 建筑结构学报,2013,34(1):36-43 (Li Yuanqi, Liu Fei, Shen Zuyan, et al. Shaking table test on a full-scale model of low-rise high-strength cold-formed thin-walled steel framing buildings [J]. Journal of Building Structures, 2013,34(1):36-43(in Chinese))

[5] 黄智光,苏明周,何保康等. 冷弯薄壁型钢三层房屋振动台试验研究[J]. 土木工程学报,2011,44(2):72-81 (Huang Zhiguang, Su Mingzhou, He Baokang, et al. Shaking table test on seismic behaviors of three-story cold-formed thin-wall steel residential buildings [J]. China Civil Engineering Journal, 2011,44(2):72-81(in Chinese))

[6] GB 50018—2002 冷弯薄壁型钢结构技术规范[S]. 北京:中国计划出版社,2003 (GB 50018—2002 Technical code for design of cold-formed thin-wall steel structures [S]. Beijing: China Planning Press,2003(in Chinese))

[7] GB/T 228.1—2010 金属材料 拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法[S]. 北京:中国标准出版社,2010 (GB/T 228.1—2010 Metallic materials—Tensile testing—Part 1: Method of test at room temperature [S]. Beijing: Standards Press of China,2010(in Chinese))

[8] 石宇,周绪红,苑小丽等. 冷弯薄壁卷边槽钢轴心受压构件承载力计算的折减强度法[J]. 建筑结构学报,2010,31(9):78-86 (Shi Yu, Zhou Xuhong, Yuan Xiaoli, et al. Strength-reduction method for load-carrying capacity of cold-formed lipped channel columns under axial compression [J]. Journal of Building Structures, 2010,31(9):78-86(in Chinese))

[9] 李正良,张春涛,范文亮等. 薄壁方钢管新型梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 工程力学,2013,30(2):72-81 (Li Zhengliang, Zhang Chuntao, Fan Wenliang, et al. Experimental research on seismic behavior of a new type of thin-walled square steel tube beam-column connections [J]. Engineering Mechanics, 2013,30(2):72-81(in Chinese))

[10] JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京:中国建

筑工业出版社,1997( JGJ 101—96 Specification of testing methods for earthquake resistant building [S]. Beijing:

China Architecture & Building Press ,1997( in Chinese )

王秀丽( 1963-) ,女,博士,教授。主要从事钢结构研究。

褚云朋( 1979-) ,男,博士研究生,副教授。主要从事钢结构研究。

姚 勇( 1972-) ,男,博士,教授。主要从事结构抗震研究。

杨亚龙( 1990-) ,男,硕士研究生。主要从事钢结构抗震研究。

高红伟( 1989-) ,男,硕士研究生。主要从事钢结构抗震研究。

( 上接第 49 页)

Structures ,1994 ,15( 1) :2-16( in Chinese )

- [9] 郭忠贤,刘志鸿,车晓. 低周反复水平荷载作用下柱配有方形螺旋箍筋的钢筋混凝土单元框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2001,22( 1) : 8-13( Guo Zhongxian ,Liu Zhihong ,Che Xiao. Experimental research

on seismic behavior of concrete frames with columns using square spiral stirrups under horizontal low cyclic loading [J]. Journal of Building Structures ,2001 ,22( 1) : 8-13( in Chinese )

- [10] 赵鸿铁. 钢与混凝土组合结构[M]. 北京: 科学出版社,2001: 155

陈宗平( 1975-) ,男,博士,教授。主要从事钢-混凝土组合结构、再生混凝土结构、异形柱结构等研究。

柯晓军( 1985-) ,男,博士,讲师。主要从事钢-混凝土组合结构、高强混凝土结构研究。

陈宇良( 1987-) ,男,博士研究生。主要从事钢-混凝土组合结构、再生混凝土结构研究。