

•水利与土木工程•

DOI:10.15961/j.jsuese.201800234

冷弯薄壁型钢双层组合墙体抗剪性能试验研究

褚云朋^{1,2}, 王秀丽², 姚 勇¹

(1.西南科技大学 土木工程与建筑学院,四川 绵阳 621010; 2.兰州理工大学 土木工程学院,甘肃 兰州 730050)

摘 要:冷弯薄壁型钢结构房屋中组合墙体具有较好的抗剪性能,当应用于双层组合墙体中时其薄弱部位位于楼层连接处,成为往复荷载作用破坏的薄弱部位。考虑不同墙体轴压力、不同抗拔锚栓类型,共对3组9片双层墙体进行抗剪性能试验。研究结果表明:墙体的耗能能力及延性均比单片墙体差,多发生沿楼层连接处的面外失稳或楼层梁的压屈破坏;楼层连接处构造成为此类结构承载的关键,层内拉条对提高双层墙体抗剪承载力作用不明显。楼层连接处发生平面外位移,刚度及承载力会突然陡降,且随轴压力增大试件发生平面外随机性失稳增大,仅通过采用撑杆增加楼层竖向抗压能力,对提高墙体平面外稳定作用不明显;双螺帽抗拔锚栓对提高墙体承载力作用明显,建议此类多层房屋楼层连接处采用此类锚栓,能有效提高墙体抗剪能力。

关键词:冷弯薄壁型钢双层组合墙体;循环荷载;试验研究;抗剪承载力;破坏模式

中图分类号:TU318

文献标志码:A

文章编号:2096-3246(2019)02-0045-08

Shearing Experiments of Cold-formed Steel Thin-wall Panels Under Cyclic Load

CHU Yunpeng^{1,2}, WANG Xiuli², YAO Yong¹

(1.College of Civil Eng. and Architecture, Southwest Univ. of Sci. and Technol., Mianyang 621010, China;

2.College of Civil Eng., Lanzhou Univ. of Technol., Lanzhou 730050, China)

Abstract: Composite wall in the cold-formed thin-walled steel structure house has a good shear performance. When the double-layer composite wall is applied, the weak part is located at the floor connection, which becomes the failure under reciprocating loads. Considering the axial pressure of different walls and different types of anchor bolts, a total of 9 double-storey wall in three groups were tested for shearing performance. The research results showed that the energy consumption and ductility of the wall are worse than the single wall. The out-of-plane instability of the joints along the floors or buckling failure of the floor beams often occur, and the construction of the floor joints is the key to the bearing of structures. The effect of the inner layer of the strip on the shear capacity of the double wall is not obvious. The out-of-plane displacement occurs at the floor joint, the stiffness and bearing capacity will suddenly drop, and the random out-of-plane instability will increase with the increase of the axial pressure. It is not obvious to improve the out-of-plane stability of the wall only by using struts to increase the vertical compressive capacity of the floor. Double-nuts anti-pulling bolt has obvious effects on improving the bearing capacity of the wall. It was suggested that this kind of anchor bolt could be used at the floor connection of such multi-storey buildings, which can effectively improve the shear resistance of walls.

Key words: cold-formed steel thin-wall panel; cyclic load; model test; shear capacity; failure mode

冷弯薄壁型钢双层组合墙体包含上下两层单片墙体,楼层连接处边梁与顶底梁通过自攻螺钉连接而成。目前施工做法是将上下楼层墙段龙骨在工厂加工后现场在楼层标高处进行拼装,形成了《低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程》^[1](简称《规程》)推荐的做法(图1),龙骨与墙板间通过自攻螺钉连接而形成的承受外载作用的组合墙体,该类结

构体系房屋施工快速,易于实现建筑工业化^[2]。

为了解该墙体的抗剪性能,国内外学者进行了大量单层墙体的试验研究和理论分析,取得的研究成果已应用于工程实践中^[3]。《规程》^[1]中给出房屋墙体不同面板材料及厚度的抗剪承载力设计值及构造规定。已有低层房屋振动台试验也表明在7度多遇-9度罕遇地震作用下抗震性能良好,大震作用下墙

收稿日期:2018-03-06

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51508482);四川省科技支撑计划项目资助(2016GZ0318)

作者简介:褚云朋(1979—),男,博士生,副教授。研究方向:结构工程。E-mail: chuyunpeng@swast.edu.cn

网络出版时间:2019-02-26 14:09:00

网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/51.1773.TB.20190226.0848.001.html>

<http://jsuese.ijournals.cn>

<http://jsuese.scu.edu.cn>

1 mm, 边梁采用U200 mm×40 mm×1 mm, 斜拉带采用40 mm×1 mm, 龙骨间连接采用圆头大华司自钻自攻螺钉ST4.2×13连接, 楼层边梁螺钉间距100 mm。梁伸出尺寸与配套加劲件齐平(梁长取200 mm), 试件具体尺寸及详细构造见图4, 边部墙架龙骨采用2C89或者2C160组成的“工”形截面, 中间龙骨采用的是单肢C89或C160截面。

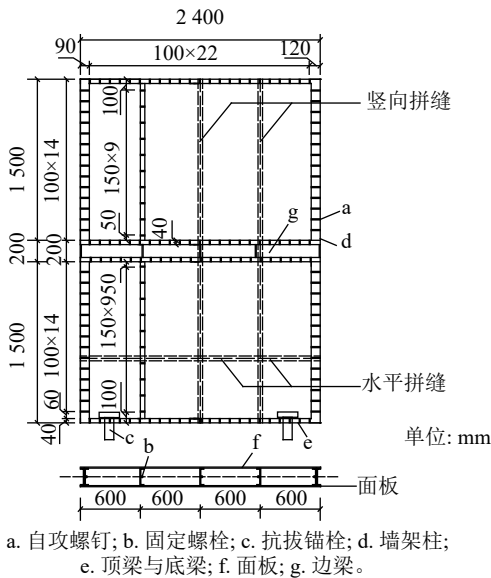


图4 墙体构造
Fig. 4 Details of wall

连接上下层墙段的a类撑杆(图5(a))为直径40 mm的4.6级普通粗制螺栓, 通过调节上下螺母顶紧顶底梁表面, 其只能承受压力;b类撑杆(图5(b))为按照《规程》^[1]设计的直径12 mm抗拔锚栓, 强度为Q235B, 螺栓一端有1个螺母及其配套垫片, 需依托抗拔件传递楼层间产生的拉压力给墙架柱;c类撑杆(图5(c))为杆直径12 mm, 且在抗拔锚栓每端有2副螺母及垫片, 构成双螺帽形式, 抗拔键底板放在两个螺帽间, 通过顶底梁一起变形协同受力, 应用于整体结构中的安装示意如图1(b)所示, 抗拔锚栓与《规程》^[1]给定的安装位置相同, 试件编号及组成详见表1。

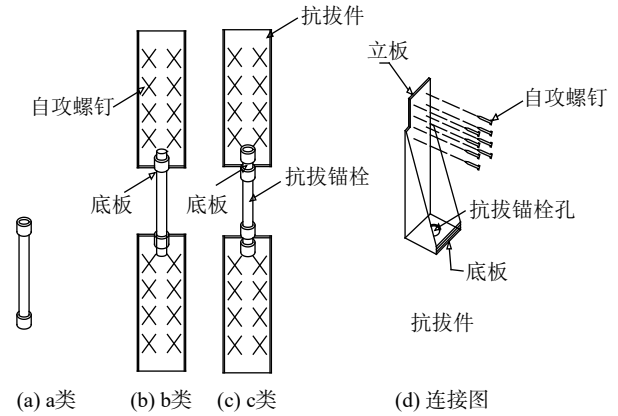


图5 螺栓撑杆连接示意图
Fig. 5 Schematic diagram of connection mode

表1 试件编号及组成

Tab. 1 Number and composition of the specimen

序号	组别	试件编号	墙架柱截面/ (mm×mm×mm×mm)	竖向力/kN	层间锚栓方式	外覆板类型
1	1组	WT-1-160	C160×40×10×1	30.2	《规程》规定2个b类	9 mm厚欧松板
2		WT-2-160	C160×40×10×1	40.3	2个b类+3个a类	
3		WT-3-160	C160×40×10×1	30.2	2个b类+3个a类	
4	2组	WT-4-89	C89×44.5×12×1	40.3	2个b类+3个a类	
5		WT-5-89	C89×44.5×12×1	30.2	2个b类+1个a类	
6		WT-10-89	C89×44.5×12×1	40.3	2个b类+3个c类	
7	3组	WT-13-89	C89×44.5×12×1	30.2	2个b类+3个c类	
8		WT-6-89	C89×44.5×12×1	40.3	《规程》规定2个b类	
9		WT-7-89	C89×40×10×1	30.2		

1.3 试验装置

试验装置主要由MTS电液伺服程控试验机、固定架、反力墙、分配梁、地梁及反力地坪组成(图6(a))^[7]。其中, 分配梁为20a工字钢, 试验时墙体上端与1 000 kN千斤顶相连; 工字钢与顶梁间放置可随试件水平移动的滚轮, 分配梁通过侧向滚动的水平支撑加强, 避免加载时左右偏心造成试件失稳, 顶部水平方向放置支撑杆(图6(b)); 试件下端U型底梁采用螺栓通过20a槽钢连接到地梁上。

1.4 加载制度

试验原型为4层冷弯薄壁型钢房屋, 长12.8 m, 宽

10.8 m, 层高3 m, 总高12 m, 结构平面布置见图7。楼面恒载为1.42 kN/m², 活载取2.0 kN/m², 外墙自重取1.0 kN/m², 内墙自重取0.4 kN/m², 该自重已考虑墙上洞口处的门窗重量, 屋面活载取0.5 kN/m²。经计算房屋总质量144 739.83 kg, 底层墙体单位长度承担的质量为1 680 kg/m, 考虑建筑层数为3层及4层的工况, 试验时墙顶施加轴压力为30.2 kN及40.3 kN。对墙体施加固定的轴向压力值, 水平推力施加通过1 000 kN水平作动器完成。1) 组合墙体竖向轴力: 试验时把墙体轴力一次施加到位, 并保持不变, 记录此时位移计的初始读数。2) 水平荷载: 水平方向采用位移控制方

式施加低周往复荷载,级差增量为5 mm,且每级位移循环3周,直至试件破坏,加载制度见表2。

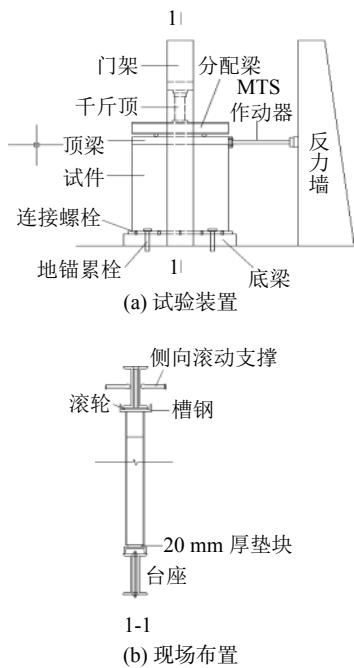


图 6 试验装置示意及现场布置

Fig. 6 Sketch and site layout of test equipment

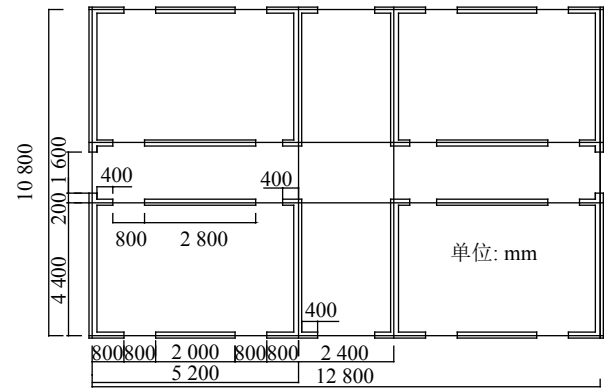


图 7 结构平面布置

Fig. 7 Plane of structure

表 2 试验加载制度

Tab. 2 Loading history of the test

荷载 级别	位移 幅值/mm	循环 次数	荷载 级别	位移 幅值/mm	循环 次数
1	±5.0	3	7	±35	3
2	±10	3	8	±50	3
3	±15	3	9	±55	3
4	±20	3	10	±60	3
5	±25	3	11	±65	3
6	±30	3	12	±70	3

1.5 测点布置

应变通过DH3815N系统进行数据采集,每个试件上粘贴10个应变片,应变片布置见图8。1~5号

应变片用于测量螺栓上的应变,6、8、10号用于测试墙架柱上的应变,7及9号用于测量斜向拉条上的应变。共布置15个YHD100型位移计,D₁用于测量底梁的水平位移,D₂~D₈、D₁₁分别用于测量沿墙体竖向不同高度处的水平向位移,D₉、D₁₀用于测量墙体平面外位移,D₁₂、D₁₃用于测量墙体两端底部竖向位移,D₁₄、D₁₅用于测量底梁左右两端竖向位移。反力墙上端固定的作动器位移传感器和力传感器,记录加载时加载点处的位移值及所加荷载值。

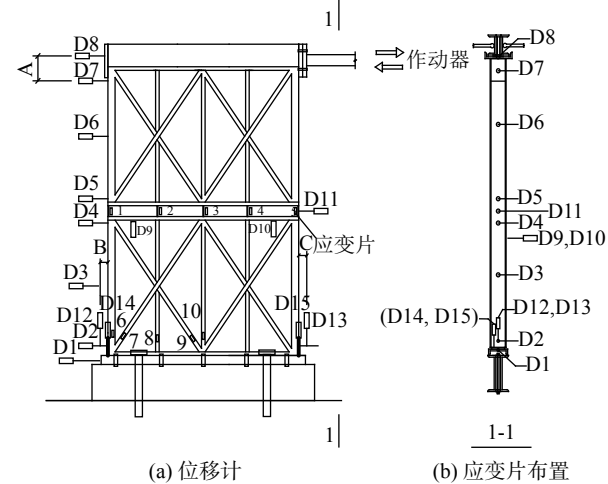


图 8 位移计布置

Fig. 8 Layout of displacement meter

2 试验现象及破坏特征

从试验开始至最终破坏经历以下阶段:1)轴压施加结束后,墙体发生平面外很小位移。2)由于楼层连接处不连续,竖向荷载传递给楼层梁及配套加劲件、边梁等造成局部压屈。3)部件间的自攻螺钉易发生拉脱,应改用具有防拉脱的螺钉。

2.1 WT-160系列试件

WT-1-160为按照《规程》设计的对比试件,竖向荷载施加到30.2 kN结束,结果如图9所示。由图9可知:楼层连接处会发生较小的平面外位移(图9(a)),增加3个a类撑杆的同组另两个试件,抗压能力明显提高,平面外位移极小。加载到极限状态时,由于在往复荷载作用下撑杆与顶底梁间缺少约束,撑杆易失效后压力再分配给楼层梁,造成其发生明显压屈变形(图9(b)),墙体角部自攻螺钉拉脱后墙与龙骨分离(图9(c))。破坏后拆除外覆的欧松板,除边梁、楼层梁塑性变形明显外,上下层墙段龙骨完好(图9(d))。作为承力较为集中的抗拔锚栓连接处,底梁未发生局部屈曲,但利用自攻螺钉连接的拼接工型截面的腹板间出现拉开的竖向缝隙(图9(e)),应加密两肢间连接的自攻螺钉。

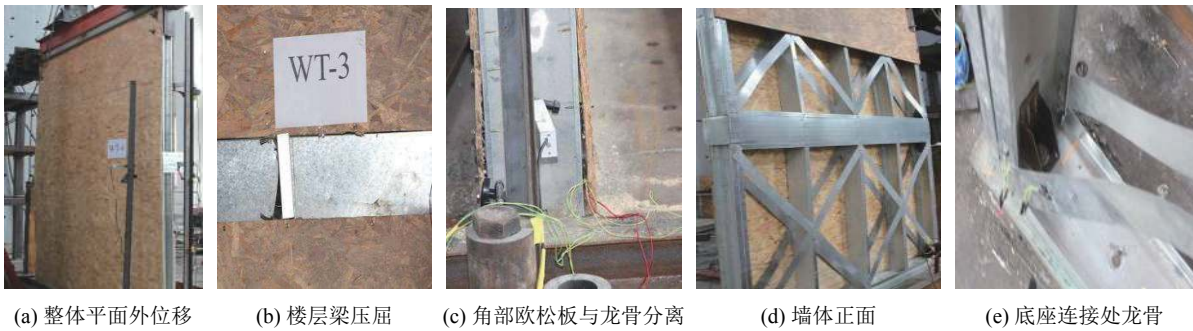


图 9 第1组试件破坏图片

Fig. 9 Failure phenomena of No.1 series

2.2 WT-89系列试件

WT-4、WT-5发生了相似的试验现象, 如图10所示。墙顶施加轴压后, 仅增加1个a类撑杆的WT-5楼层梁发生轻微压曲, 增加3个a类撑杆的WT-4楼层梁未见压屈; 水平位移加载至 ± 35 mm时楼层梁受压发生局部压屈(图10(a)), 角部面板与龙骨连接的自攻螺钉失效(图10(b)), 墙架柱底部U型

底梁发生局部屈曲(图10(c)); WT-10、WT-13改用5个c类锚栓后, 抗压能力明显提高, 在墙顶施加轴压结束后, 楼层梁无压屈。水平加载至 ± 55 mm时, 边梁向外鼓曲明显, 楼层连接处墙板与龙骨连接的自攻螺钉对孔壁反复挤压, 造成面板上的钉孔变大, 自攻螺钉与龙骨间滑移; 当加载更大位移时螺钉拉脱, 墙底端连接抗拔件与柱的自攻螺钉部分被剪断。

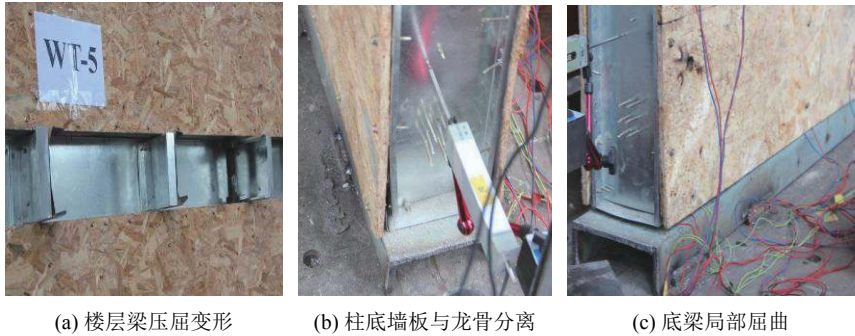


图 10 第2组试件破坏图片

Fig. 10 Failure phenomena of No.2 series

2.3 《规程》推荐腹板高89 mm试件

墙体按照《规程》^[1]推荐的楼层连接处做法, 轴压施加结束后位移计D10平面外位移较第2类采用c类锚栓的试件稍大。水平荷载加至 ± 45 mm时, 楼层梁端部受压局部屈曲明显(图11(a)), 继续加载过程

边梁向外鼓曲, 楼层连接处向平面外变形明显(图11(b)), 柱底部龙骨与墙板由于自攻螺钉拉脱而分离(图11(c)), 应提高该区域自攻螺钉的数量, 受拉力作用时底梁发生局部屈曲, 与其他试件相比其破坏特征出现较早且明显。

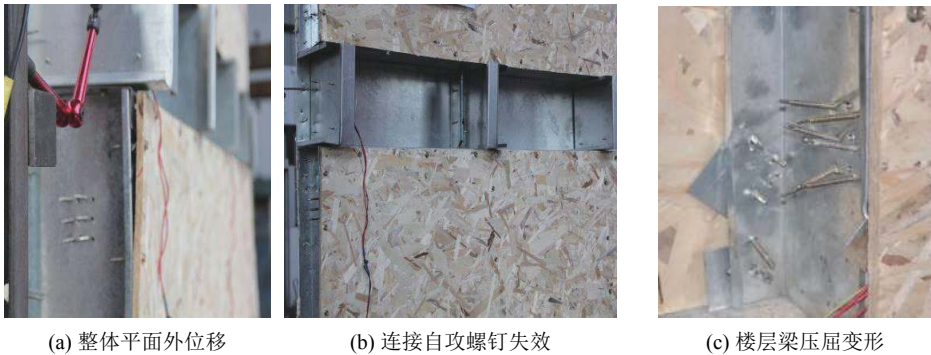


图 11 规程推荐试件破坏图片

Fig. 11 Failure phenomena of No.3 series

3 试验结果及分析

3.1 滞回曲线

由MTS作动器中力传感器采集得到荷载 P , 位移 Δ 为墙体顶部(上导轨处)的水平位移, 各试件荷载-位移($P-\Delta$)曲线如图12所示。由图12可看出: 1) 轴压对试件耗能能力影响很大, 轴压40.3 kN的WT-2、WT-4、WT-6、WT-10的承载力及滞回环饱满程度明显低于轴压30.2 kN的试件。2) WT-4加载过程中滞回环面积增加很小, 出现了空载滑移现象, 原因是往复荷载作用下由于a类杆端缺少约束易发生倾斜失效。后边梁及楼层梁在撑杆失效后易发生局部压屈破坏。3) WT-3加载到-70 mm循环、WT-5加载到 ± 40 mm时及WT-13加载到-45 mm时承载力突然降低, 主要原因是楼层连接处突然发生平面外位移, 虽仍可继续承载,

但加载后墙体平面外位移增加明显。4) WT-6及WT-7为按照《规程》设计的试件, WT-6耗能能力好于WT-7, 说明轴压对此类试件耗能能力影响较大, 加载到破坏阶段, 每个循环的耗能能力几乎无变化, 主要原因是上下层墙段几乎沿楼层连接处做刚体平动, 仅发生楼层连接处边梁的剪切变形及抗拔锚栓的往复倾斜。5) 除WT-3、WT-5外其他试件没有明显的荷载下降段。对于边墙由于结构杆件布置不对称(墙体单侧有边梁), 加载到破坏阶段时试件会发生平面外失稳, 因此试件大多没有明显承载力下降段, 楼层梁受压局部屈曲会导致试件承载力逐渐降低, 可继续承载但连接处外覆面板自攻螺钉大多发生松动, 因此结构设计时应提高楼层连接处抗压能力, 仅通过增设配套加劲件很难满足承载要求。

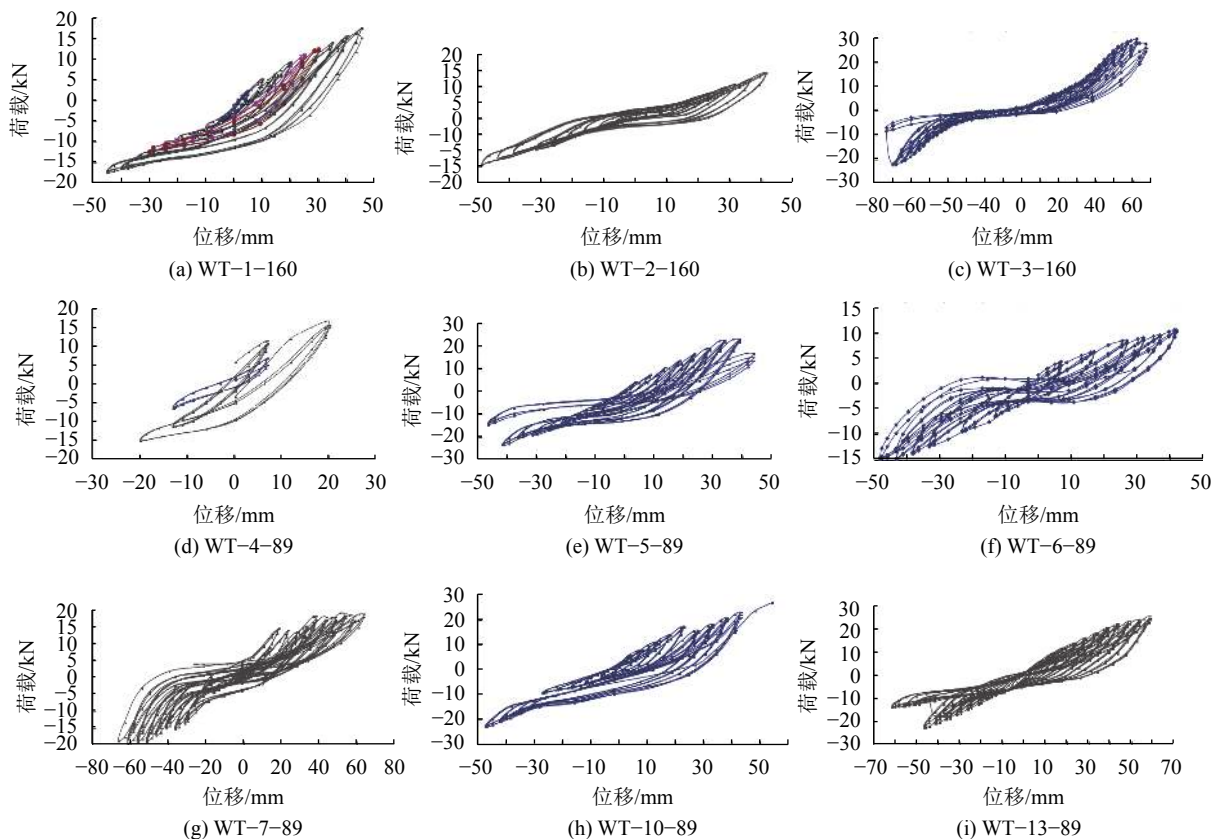


图 12 荷载-位移曲线

Fig. 12 Load-displacement curves

3.2 试件屈服点、破坏荷载的确定

加载时楼层梁变形明显, 且在楼层连接处试件边缘角部自攻螺钉有明显松动, 由此依据欧洲规范^[8], 取 $0.4P_{\max}$ 作为墙体的抗剪强度弹性极限, 即屈服荷载; 且加载到极限荷载 $P_{\max}$ 后, 多发生平面外的突然失稳而无法承载, 因此破坏荷载 P_u 取与 $P_{\max}$ 相同值。各试件计算出的 P_y 、 Δ_y 、 $P_{\max}$ 、 $\Delta_{\max}$ 、 P_u 、 Δ_u 汇总于表3。

由表3可得: 1) 第1组试件承载力受轴压力、撑杆形式影响较大, 相同撑杆的WT-2比WT-3轴压大, 其极限承载力降低最大达到51.8%; WT-1比WT-3增加3个a类撑杆后其极限承载力最低提高26.8%; 对比WT-1与WT-2发现仅通过增加a类撑杆对墙体承载力提高效果不明显。2) 第2组试件, 轴压增大后WT-6比WT-7承载力最大降低56.5%, 轴压对增加撑杆的试件影响也很大, WT-10比WT-13极限承载力

表 3 试件荷载、位移特征值汇总
Tab. 3 Eigenvalues of load and displacement

试件编号	方向	屈服荷载		极限荷载		破坏荷载		μ	累积耗能能力
		P_y/kN	Δ_y/mm	$P_{\max}/\text{kN}$	$\Delta_{\max}/\text{mm}$	P_u/kN	Δ_u/mm		
WT-1	正	6.98	40.15	17.44	45.02	17.44	45.02	1.12	20 952
	反	-6.98	-38.08	-17.44	-45.02	-17.44	-45.02	1.18	
WT-2	正	5.75	17.31	14.37	41.40	14.37	41.40	2.39	10 502
	反	-5.75	-20.40	-14.37	-48.63	-14.37	-48.63	2.38	
WT-3	正	11.91	34.71	29.77	66.93	25.30	66.27	1.91	30 768
	反	-8.85	-44.02	-22.12	-68.12	-18.81	-70.50	1.60	
WT-4	正	6.64	15.96	16.59	20.01	16.59	20.01	1.25	6 263
	反	-7.08	-25.75	-17.71	-26.21	-17.71	-26.21	1.02	
WT-5	正	9.25	31.45	23.12	38.48	19.65	41.20	1.31	23 929
	反	-9.51	-38.88	-23.77	-41.54	-20.20	-43.52	1.12	
WT-6	正	4.26	30.03	10.65	41.91	10.65	41.91	1.40	8 752
	反	-5.82	-36.70	-14.55	-48.10	-14.55	-48.10	1.31	
WT-7	正	7.53	34.47	18.83	53.47	18.83	53.47	1.55	27 080
	反	-7.76	-56.94	-19.41	-61.57	-19.41	-61.57	1.08	
WT-10	正	9.17	33.16	22.93	42.81	22.93	42.81	1.29	20 758
	反	-9.17	-26.20	-22.93	-47.23	-22.93	-47.23	1.80	
WT-13	正	10.16	45.43	25.41	58.46	25.41	58.46	1.29	34 566
	反	-9.10	-39.34	-22.75	-46.55	-19.33	-48.31	1.23	

最少提高25.04%。3)第3组试件考查不同轴压下承载力降低情况,轴压增大后WT-6比WT-7承载力最大下降达56.5%。4)在第3组试件基础上对比第2组,分别考虑增加不同数量a类撑杆后承载力提高情况,WT-5比WT-7承载力提高1.22倍,WT-4比WT-6承载力最低提高1.22倍;对于相同数量不同锚栓类型的工况,WT-10比WT-4极限承载力提高1.29倍,增强作用十分明显。5)增加c类锚栓后墙体抗剪承载能力提高明显,但由于边梁及蒙皮墙板造成的结构不对称,依然会引发试件发生平面外的突然失稳,使墙体承载力突然降低,因此应加强墙体平面外支撑。

3.3 耗能及延性性能

累积耗能为所有滞回环面积之和,延性系数为构件的破坏位移与屈服位移之比,即 $\mu=\Delta_u/\Delta_y$ 。由表3可知:1)相同构造不同轴压的试件比较耗能能力,WT-2比WT-3降低65.9%,WT-6比WT-7降低67.7%,WT-10比WT-13降低39.9%。随轴压增加,累积耗能能力降低明显,增加3个c类锚栓后受轴压影响在降低,原因是双螺母中间为顶底梁约束增强,撑杆能够更有效协调上下墙段变形,使抗破坏能力提高。2)WT-10比WT-4耗能能力提高3.33倍,原因是WT-4在反复作用下a类撑杆缺少杆端约束,失效后内力分配给边梁及楼层梁,易加剧试件的平面外失稳。3)考虑楼层连接部位后,所有试件延性与单片墙体相比均降低,原因是楼层连接处为上下层墙体抗剪传力的薄弱且关键部位,因此延性降低;正反向加载后试件延性不同,主要原因是若正向加载失稳,则反向无法继续承

载。4)虽增加c类锚栓后墙体平面内抵抗楼层梁抗压屈能力提高,变形小导致墙体耗能能力及延性降低,但承载能力提高明显。

3.4 刚度退化

循环荷载作用下试件刚度会随循环次数和荷载的增大而降低,称为刚度退化。刚度可用环线刚度 K 表示,参照文献[9]中的方法计算,刚度退化曲线见图13。由图13可看出:1)位移加载至10~30 mm间刚度退化迅速,原因是此阶段自攻螺钉脱落及楼层梁受压发生局部屈曲,各种损伤累积会造成试件刚度降低,在位移加载到60 mm后试件会发生平面外位移,造成刚度退化到最低而无法继续承载。2)WT-10退化较其他试件缓慢,原因是c类撑杆螺母约束了顶底梁,往

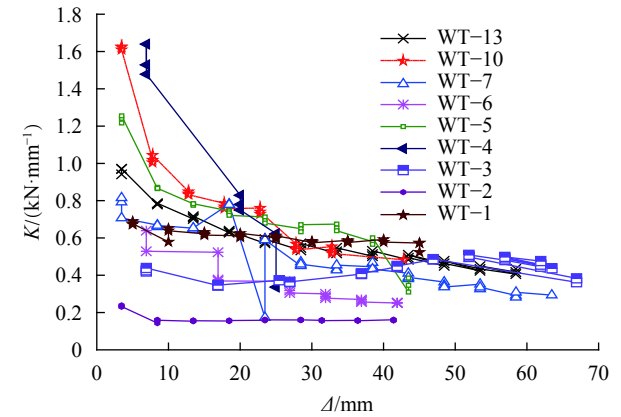


图 13 刚度退化曲线

Fig. 13 Stiffness degenerated curves

复荷载作用下能更好协调上下墙段工作,直到墙架龙骨与顶底梁间自攻螺钉拉脱才退出工作,因此刚度退化稍缓。3)WT-4因竖向增加3个a类撑杆,初始刚度较大,但退化速度较快,原因是往复荷载作用下大位移加载阶段,撑杆易失效。

3.5 荷载-应变曲线

荷载-应变曲线如图14所示。

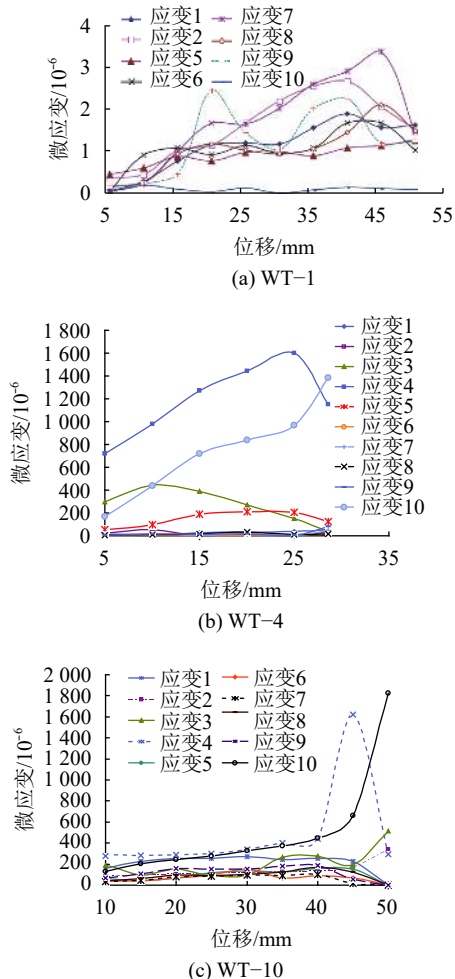


图 14 荷载-应变曲线

Fig. 14 Load-strain curves

依据材性试验,屈服应变为0.19%,对应的微应变为 $1\,900 \times 10^{-6}$ 。由图14可看到:1)所有试件上的龙骨应变均未达到屈服应变,WT-10加载到破坏状态时,中间竖向龙骨最大应变 $1\,826 \times 10^{-6}$,斜拉条最大应变 121×10^{-6} ,材料利用率低,表明其作用不明显;2)相同荷载下第1组试件龙骨应变低于其他各组的,加载时龙骨上最大应变 152×10^{-6} ,应力未达到屈服强度值的10%,而墙体却已发生自攻螺钉拉出或整体平面外的失稳,说明截面增大后材料利用率低,工程应用中可考虑减小龙骨截面尺寸;3)楼层连接处的撑杆及锚栓作用明显,WT-4中撑杆极限状态时最大微

应变达到 $1\,148 \times 10^{-6}$,而WT-10在破坏时锚栓的最大微应变达到 $1\,623 \times 10^{-6}$,因此工程应用中应尽可能增设提高楼层连接处抗压且往复荷载作用不易失效的c类锚栓。

4 结 论

通过对墙顶施加不同轴压、采用不同类型抗拔锚栓的组合墙体进行抗剪性能试验研究,并根据国内外已有单片墙体抗剪试验结论,结合试验得到该类墙体薄弱部位为楼层连接处,通过所测层内斜拉带应变值可知提高单片墙体的抗剪能力对提高双层墙体抗剪能力帮助不大,应对楼层连接处进行构造加强以提高上下层墙段协同工作能力,进而提高整体房屋抗水平作用能力。

1)楼层连接处的角部及墙体底部,龙骨间及龙骨与墙板间自攻螺钉易发生松动,应改用具有防拉脱的螺钉,且需增加该部分自攻螺钉数量。

2)轴压对墙体承载力及耗能能力影响均较大,主要是轴压增大后,楼层梁易发生局部压屈及楼层连接处发生平面外位移使得试件快速失稳破坏。

3)楼层连接处为承力的薄弱部位,当采用a类撑杆后,受压性能有所改善,但往复作用由于缺少杆端约束,易造成撑杆失效,压力重新分配给楼层梁造成试件快速局部压屈失效。

4)通过应力分析可发现改用1个双螺帽抗拔锚栓后承载力提高1.22倍,改用3个双螺帽抗拔锚栓后承载力提高1.29倍,耗能能力提高3.33倍,墙体抗剪性能明显提高。基于此多层房屋建议楼层连接处采用双螺帽锚栓,可明显提高其承载能力及耗能能力。

参考文献:

- [1] 中国住房和城乡建设部.低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程:JGJ227—2011[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [2] Chen Wei,Ye Jihong,Xu Yang.Shear experiments of load-bearing cold-formed thin-walled steel wall system lined with sandwich panels[J].Journal of Building Structures, 2017,38(7):85-92.[陈伟,叶继红,许阳.夹芯墙板覆面冷弯薄壁型钢承重复合墙体受剪试验[J].建筑结构学报,2017,38(7):85-92.]
- [3] Ye Jihong,Zhou Zhiyong.Discussion on light steel construction and development[J].Journal of Harbin Institute of Technology,2016,48(6):1-9.[叶继红,周志勇.多层轻钢房屋建筑结构—轻钢龙骨式复合剪力墙结构体系研究进展[J].哈尔滨工业大学学报,2016,48(6):1-9.]

(下转第70页)