

文章编号: 1000-4750(2017)05-0084-11

普通钢板墙柱型剪切耗能装置抗震性能研究

张大山¹, 董毓利¹, 房圆圆¹, 秦德峰²

(1. 华侨大学土木工程学院, 厦门 361021; 2. 西南电力设计院有限公司, 成都 610021)

摘 要: 提出了一种上、下由普通钢板焊接的刚度较大的约束板、中部核心耗能区段由退火热处理后的普通钢板制作的墙柱型剪切耗能装置。完成了不同加劲肋方式的8个足尺试件的拟静力试验, 并从滞回曲线、承载力、延性等方面分析耗能装置的抗震性能。研究表明: 该装置具有初始刚度大、承载力高和耗能性能优良等特点; 改变中间耗能区段上的加劲肋方式和尺寸, 有助于改善钢板剪力墙的承载力和刚度, 延缓并减轻滞回曲线中的“捏缩效应”; 当耗能装置丧失承载力, 大多会出现中部耗能区段的局部小区格内钢板疲劳开裂、中部耗能板整体出现面外屈曲失稳、板角焊缝被撕裂等现象。

关键词: 普通钢板; 退火; 墙柱型; 耗能装置; 抗震性能

中图分类号: TU17; TU392.4 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2015.10.0840

SEISMIC PERFORMANCE OF WALL-COLUMN TYPE SHEAR ENERGY-DISSIPATION DEVICES WITH COMMON STEEL PLATE

ZHANG Da-shan¹, DONG Yu-li¹, FANG Yuan-yuan¹, QIN De-feng²

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. Southwest Electric Power Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610021, China)

Abstract: A new-style wall-column type shear energy-dissipation device (WCSED) is proposed in this paper. The device consists of two large common steel plates welded at upper and bottom areas as the restraining components, and one annealed common steel plates located in the middle area as the energy-dissipation component. Quasi-static tests were conducted on eight full-scale WCSED specimens with different stiffening ribs. The hysteretic curves, load-carrying capacity, and ductility of the test specimens were investigated to evaluate the seismic performance. The results show that the presented energy-dissipation device has large initial stiffness, high load-carrying capacity and excellent dissipation capacity. Changing the pattern and size of stiffening ribs can improve the load-carrying capacity and stiffness of the device, and also postpone and reduce the pinching effect. When the specimens lose the load-carrying capacity, the phenomenon such as fatigue cracking on some local areas divided by the stiffing ribs, out-of-plane buckling as a whole, or split cracks at the corner of the annealed steel plates can be observed on the annealed steel plates in the middle of specimens.

Key words: common steel plate; annealing; wall-column type; energy-dissipation devices; seismic performance

为抵御地震灾害, 建筑结构中通常设置抗侧力结构体系来耗散能量, 从而减轻结构自身的反应。

这种方式以其经济、实用和易于更换等特点在诸多工程中被广泛采用^[1]。抗侧力结构体系是通过低屈

收稿日期: 2015-10-16; 修改日期: 2016-06-14

基金项目: 华侨大学科技创新团队和领军人才支持计划项目(2014KJTD05); 华侨大学中青年骨干教师科技提升计划项目(ZQN-PY314); 福建省自然科学基金项目(2015J01638); 华侨大学引进人才项目(13BS302); 浙江省教育厅资助课题项目(Y201225574)

通讯作者: 张大山(1981—), 男, 山东人, 讲师, 博士, 主要从事建筑结构防灾减灾方面的研究(E-mail: zhangds@hqu.edu.cn).

作者简介: 董毓利(1965—), 男, 江苏人, 教授, 博士, 博导, 主要从事建筑结构防灾减灾方面的研究(E-mail: dongyl@hqu.edu.cn);

房圆圆(1965—), 女, 黑龙江人, 副教授, 硕士, 主要从事桥梁结构和工程管理等研究(E-mail: fangyy@hqu.edu.cn);

秦德峰(1982—), 男, 山西人, 工程师, 硕士, 主要从事结构设计工作(E-mail: 304226634@qq.com).

服点钢材的轴向、剪切、弯曲或扭转的滞回变形实现耗能,一般称为钢板阻尼器或耗能装置。目前,以轴向变形耗能的防屈曲支撑和以剪切变形耗能的剪切板阻尼器、钢板剪力墙、墙柱型耗能器等较为普遍^[2],具体如图1所示。

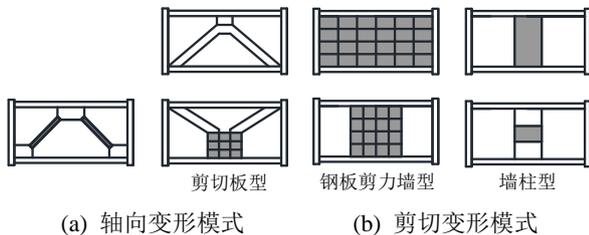


图1 钢板阻尼器的分类

Fig.1 Classification of steel plate dampers

以本文关注的剪切变形模式的耗能装置(亦可称“钢板剪力墙”)为例,国内外已开展了多种形式耗能装置的抗震性能研究。国外学者针对钢板剪力墙进行了深入系统的研究,开展了大量试验并提出了诸多有限元计算模型^[3-9]。2000年以来,我国学者针对钢板剪力墙进行了较为系统深入的研究。清华大学郭彦林等^[10-12]对加劲和非加劲钢板剪力墙的抗震性能及设计理论进行了系统研究;聂建国等^[13-15]以工程应用的原型结构为背景研究了钢板剪力墙在高层建筑结构中的工作性能,重点关注了与周边框架的连接方式、钢板剪力墙的加劲构造措施、墙板开洞和抗侧刚度分析方法等。西安建筑科技大学郝际平等^[16-19]开展了框架形式与钢板剪力墙结构共同作用的抗震性能的试验研究和基于性能的塑性设计方法;王先铁等^[20-21]则主要研究了方钢管混凝土框架和薄钢板剪力墙共同受力的试验研究以及不同屈服点薄钢板剪力墙的受力性能的有限元分析。同济大学蒋路和陈以一等^[22-23]主要针对带缝钢板剪力墙及其与框架结构间的工作性能开展研究,总结其受力特征及破坏模式。哈工大郭兰慧和李然等^[24-25]主要针对钢板剪力墙在钢管混凝土框架结构中应用的抗震性能进行了研究。东南大学陆金钰等、北京交通大学王萌和杨维国^[26-27]则采用数值模拟的方法对钢板剪力墙的拟静力试验结果进行了分析,并针对薄钢板剪力墙结构的滞回行为进行研究。我国学者还开展了较为深入的理论研究和有限元分析^[28-32],在此不再赘述。

纵观已有文献,国内外学者在该领域主要围绕加劲和非加劲的钢板剪力墙及其与周边框架结构的相互作用开展了研究,目的在于:1)寻找钢板剪

力墙上如何设置合适的加劲方式,或在钢板剪力墙上通过设置孔洞来改变受力,以提高钢板剪力墙自身的耗能能力;2)选择钢板剪力墙与周边框架柱合适的连接方式,是可靠连接还是预留缝隙等。基于上述原因,国内外学者开展大量的研究并已取得了丰富的研究成果和工程实践。然而,这些耗能装置在被工程界广泛使用的同时尚存在两个问题值得进一步关注:

1)众所周知,核心耗能材料宜采用低屈服点钢材,这是由其屈服强度低且有足够的塑性变形能力以吸收大量的地震能量的特点决定的^[33]。然而,在我国的工程实践中,低屈服点钢的取材、型号和厚度的选用等方面不如普通钢材方便,并且产量较低、价格昂贵、有时材料性能不稳定;

2)安装时,多数的耗能装置需要占据框架结构的大部分空间,极易与门窗洞口位置冲突,容易产生使用上的不便。

为完善上述两个问题,作者进一步对比了图1中钢板阻尼器的结构形式,发现墙柱型钢板耗能装置自身可以设计的宽度较小且安装时不需要斜向支撑,这可以使其在上、下层的框架梁之间的水平位置上灵活布置,不受门窗洞口的限制。然而,现有的成果中对墙柱型剪切变形耗能装置的研究较少,仅在文献[34]中有所涉及。至于低屈服点钢材,可以通过现代的材料处理工艺获取,可从材料的主要技术指标上检验,能够满足工程应用即可。

基于上述分析,本文提出一种由普通钢板制作的墙柱型剪切变形的钢板剪力墙,并主要针对加劲肋布设方式对抗震性能的影响进行了研究。值得一提的是,该装置中部的耗能段需利用退火技术进行处理,以便获得低屈服点钢材,从而有利于耗散地震能量。

本文研制的新型钢板剪力墙,较为适宜在既有的钢筋混凝土框架或钢框架的抗震加固改造中推广使用,尤其可以避开门窗洞口的位置灵活布置,施工后不改变建筑物的原有外观。同时,该装置的原材料均为普通钢材,比使用低屈服点的钢材具有较好的经济效益,大大降低工程造价。

1 试验概况

1.1 试件设计

考虑到实际工程应用和现行国家规范没有相关的设计方法,本文基于有限元分析结果设计了足

尺的普通钢板墙柱型剪切耗能装置，具体尺寸和组件名称如图 2 所示。该装置是由上、下刚度较大的两端约束板和中部的核心耗能钢板组成。两端的约束板是由厚钢板、斜肋板和边肋板焊接而成，采用普通 Q235B 级钢板。斜肋板设置为斜向，尽量使其与水平荷载作用下约束板内的主拉(压)应力场的方向一致，从而保证上下约束板具有足够的强度和刚度。中部核心耗能区域是由中间板(耗能板)和加劲肋(边肋板、中肋板)焊接而成。中肋板设有横向和竖向加劲肋两种，需分设在耗能板的两侧。为使装置具有较好的耗能性能，需将中间耗能板利用退火热处理技术降低材料的屈服强度。

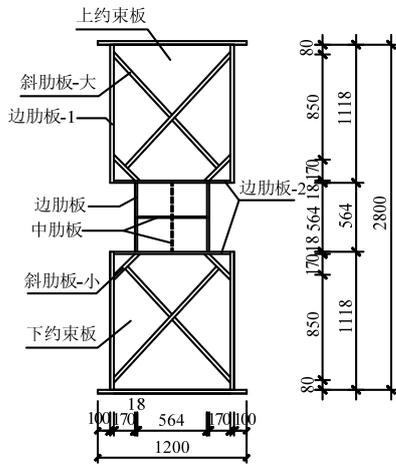


图 2 试件尺寸和组件名称

Fig.2 Dimensions and components of specimens

共设计 8 个试件，主要考察加劲肋的加设方式和尺寸大小对该装置抗震性能的影响。试件分为三类：a) 未设置加劲肋(YSP-NA)；b) 只加设两侧边加劲肋(YSP-MA)；c) 同时加设两侧边加劲肋和中间加劲肋(YSP-MSA)。每个试件中各个加劲肋的尺寸见表 1 和表 2。

表 1 试件各部分详细尺寸 /mm

Table 1 Detail dimension of each components

| 名称 | 材质 | 长 | 宽 | 厚 |
|-------|-------|------|-----|----|
| 约束板 | Q235B | 1100 | 940 | 20 |
| 边肋板-1 | Q235B | 1118 | 220 | 30 |
| 边肋板-2 | Q235B | 940 | 220 | 18 |
| 斜肋板-大 | Q235B | 1253 | 100 | 30 |
| 斜肋板-小 | Q235B | 301 | 100 | 30 |
| 中间板 | 退火处理 | 564 | 564 | 6 |
| 端板 | Q235B | 1200 | 220 | 30 |

表 2 给出了中间加劲肋的加劲刚度比(加劲肋与中部耗能板的刚度比值)，计算方法参见文献[11]。与文献[11]相比，中间加劲肋的加劲刚度比的数值偏大，这主要是由于本文研制的耗能装置的中

间耗能板的尺寸比一般意义上的钢板剪力墙要小得多，而为了保证该装置能有足够的耗能能力和承载力，需布设刚度相对较大的加劲肋才能满足。

表 2 加劲肋布设情况 /mm

Table 2 Arrangement of stiffening ribs

| 试件名称 | 中间加劲肋 | | 边加劲肋 |
|-------------|---------------|-------|---------------|
| | 尺寸 (厚×宽×高) | 加劲刚度比 | 尺寸 (厚×宽×高) |
| YSP-NA | — | — | — |
| YSP-MA | — | — | 10×30×564 |
| YSP-MSA-1-1 | 12×20×564 | 4.4 | 10×30×564 |
| YSP-MSA-1-2 | 12×20×564 | 4.4 | 10×30×564 |
| YSP-MSA-2-1 | 6×80×564 | 102.5 | 6×220×564 |
| YSP-MSA-2-2 | 6×80×564 | 102.5 | 6×220×564 |
| YSP-MSA-3-1 | 8×80×564 | 136.6 | 8×220×564 |
| YSP-MSA-3-2 | 8×80×564 | 136.6 | 8×220×564 |

1.2 退火热处理

基于经济和实用的原则，将普通 Q235B 级钢材退火至 Q195 钢材水平是最为合适的。这种技术处理，既能保证造价经济，又能使得本文研制的耗能装置能在中部屈服强度相对较低的区段耗能。

退火热处理是在哈尔滨工业大学空间材料与环境工程实验室完成。钢材的热处理设备为节能型周期作业电炉——高温台车式电炉，利用微电脑自动控制柜 8 段程序热处理工艺曲线高精度控温。具体的处理工艺为：1) 利用需退火的原材料制作 5 个小试块，并分别从 1~5 进行编号；2) 分别将 5 个小试块单独放入电炉内，各自先升温两小时至预设温度(750℃、800℃、850℃、900℃、950℃)，并用电脑高精度控温 5 个小时；3) 切断电源将炉温降至 50℃左右，取出试件冷却至室温；4) 根据压痕测试法，分别测试退火后 5 个试件的压痕尺寸，测试结果见表 3；5) 根据压痕尺寸越大表示试件的硬度最低和强度最低的原理，由表 3 的数据可确定 3 号试块的退火温度 850℃为最佳退火温度。

退火后钢板材料力学性能指标见第 1.3 节。

表 3 压痕测试法结果

Table 3 Results of indentation method

| 试块编号 | 退火温度/(℃) | 压痕尺寸/mm |
|------|----------|---------|
| 1 | 750 | 2.501 |
| 2 | 800 | 2.555 |
| 3 | 850 | 2.602 |
| 4 | 900 | 2.581 |
| 5 | 950 | 2.556 |

1.3 材性试验

根据《室温拉伸试验方法》(GB/T 228-2002)的规定，对退火前、后的 Q235B 级钢板进行取样，每

组试样均取 3 个试件来测试钢材的基本力学指标, 其中退火后中间耗能板的材性试件为 3 组(每组 3 个试样, 共 9 个), 如表 4 所示。除中间耗能板外, 表中其他部位的材性数据均为 1 组(3 个试件)所获得相应指标的均值。由表中中间耗能板 9 个试件的均值和变异系数可知, 退火后钢材的力学性能较为稳定, 离散性较小。

表 4 材性试验结果

Table 4 Experiment results of materials properties

| 组件 | 屈服强度 | 极限强度 | 弹性模量 | 伸长率 | 断面收缩率 |
|------------|-----------------------|-----------------------|----------------|--------------|------------|
| | σ_y/MPa | σ_u/MPa | E/GPa | $\delta(\%)$ | $\psi(\%)$ |
| 中间加劲肋 1 | 303.54 | 438.53 | 186.74 | 31.44 | 60.05 |
| 中间加劲肋 2 | 244.84 | 391.04 | 195.75 | 31.30 | 61.03 |
| 两侧加劲肋 1 | 303.54 | 438.53 | 186.74 | 31.44 | 60.05 |
| 两侧加劲肋 2 | 275.08 | 417.37 | 190.11 | 31.42 | 65.01 |
| 中间耗能板(退火前) | 303.54 | 438.53 | 186.74 | 31.44 | 60.05 |
| 1-a | 237.56 | 389.83 | 182.93 | 37.68 | 76.22 |
| 1-b | 235.81 | 373.45 | 180.47 | 34.27 | 74.93 |
| 1-c | 231.52 | 349.90 | 181.68 | 38.73 | 70.84 |
| 2-a | 238.67 | 371.66 | 177.57 | 35.83 | 75.98 |
| 中间 | 238.02 | 371.57 | 191.67 | 34.53 | 69.95 |
| 耗能板 | 238.28 | 370.39 | 191.58 | 38.42 | 76.43 |
| (退火后) | 230.11 | 342.53 | 190.23 | 34.53 | 74.93 |
| 3-a | 230.11 | 342.53 | 190.23 | 34.53 | 74.93 |
| 3-b | 228.08 | 344.23 | 189.69 | 35.83 | 75.98 |
| 3-c | 210.78 | 334.55 | 184.71 | 43.96 | 68.76 |
| 均值 | 232.09 | 360.90 | 185.61 | 37.70 | 73.78 |
| 变异系数 | 0.038 | 0.051 | 0.028 | 0.083 | 0.041 |

由表 4 可知, 退火后普通 Q235B 钢板的屈服强度降低了 23.5%, 伸长率和断面收缩率则分别增加了 19.9% 和 21.0%。根据《碳素结构钢》(GB/T 700-2006)中各级牌号钢材的力学性能指标, 可知退火后普通 Q235B 钢材的力学性能接近 Q195 级钢材, 塑性性能比退火前有显著改善。

1.4 试验装置

采用的加载装置, 如图 3 所示。加载装置为铰接框架体系, 由刚度较大的钢框架梁和钢柱通过销钉连接而成, 并与实验室的台座固定。在上部框架梁的位置, 安装电液伺服控制的作动器。耗能装置试件是通过两端的约束板上焊接厚钢板, 再由高强螺栓与框架梁进行连接的。

1.5 位移测点布置

为测量耗能装置的面内、外变形, 在图 3 中的加载装置上布设如下编号的差动式位移计: a) D1 和 D4 号, 测试两端约束板的面外变形; b) D2 和 D3 号, 测试中间耗能区段板的面外变形; c) D6 和 D7 号, 两者之差为中间耗能板产生的剪切形变;

d) D5 和 D8 号位移计, 测试上下两端约束板间的侧向变形。

1.6 加载制度

按照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101-96)中规定的荷载-位移双控制的原则进行加载: a) 试件屈服前, 采用荷载控制模式, 分 3 级加载至屈服荷载预估值, 每级循环 1 次; b) 试件屈服后, 采用位移控制模式, 即以屈服位移的整数倍进行分级加载, 每级荷载循环 3 次, 直至破坏。每级加载时, 先推后拉。

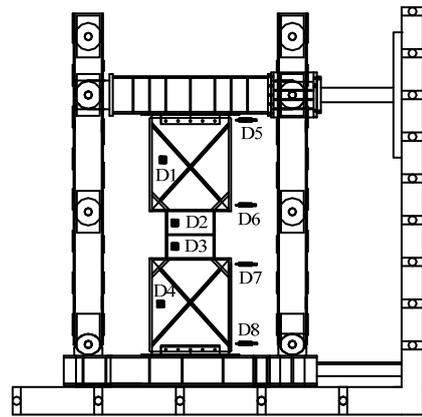


图 3 加载架和位移计布置图

Fig.3 Loading frame and layout of displacement transducers

2 试验现象

进行了 3 类试件的低周反复加载的拟静力试验。每个试件大都经历了弹性变形、屈服阶段、弹塑性阶段、破坏阶段 4 个过程。

在屈服之前, 试件便发出“咔咔”的响声并伴有抖动, 中间耗能板整体或小区格内会出现波状鼓曲, 但卸载后均能消失。当加载至 345 kN、365 kN 时, YSP-NA 类和 YSP-MA 类试件分别进入屈服阶段, 荷载-位移曲线开始出现非线性, 而 YSP-MSA 类试件则需加载至 450 kN、480 kN、495 kN 时(每组两个相同试件的平均值)开始屈服。可见, 仅加设边加劲肋对提高试件的屈服承载力效果不明显, 而加设中间加劲肋的效果则较为显著。

在位移控制加载中, 中间耗能区段板上的波状鼓曲现象逐渐明显并开始出现显著变形。随着推、拉往复荷载的施加, 中间耗能板或者由中加劲肋分成的四个小区格内的屈曲变形逐渐明显, 加深为与水平方向成 45° 角的斜向“十”字形裂痕, 这与其平面内的主拉、压应力场的方向是一致的。YSP-NA

类和 YSP-MA 类试件, 在到达每级荷载的最大荷载左右时, 中间耗能板的小区格或者板面整体上都出现了较为明显的面外鼓曲, 并出现明显变形, 如图 4 和图 6 所示。

试验过程中, 位移传感器记录的中间耗能板 (D2 和 D3) 和上、下约束板 (D1 和 D4) 上相应测点位置处的最大面外变形值见表 5。由表可知, 中间耗能板发生较为明显的面外变形。然而, 上、下约束板在试验过程中的面外变形最大值仅为 1 mm, 是完全可以忽略的, 这说明试验用的加载装置是合理的, 能较好的模拟耗能装置在框架结构中的真实工作状态。另外, 限于篇幅不再给出上下约束板的面内位移具体数值, 因为试验时发现上约束板的面内位移 D5 和 D6、下约束板的面内位移 D7 和 D8 分别是近乎相等的, 可以认为上、下约束板是平动的。结合上下约束板面内外变形情况可知, 该耗能装置的上下约束板能稳定、有效地将水平地震力传递至中间耗能区段, 从而实现设计预期。

表 5 最大面外变形值 /mm

Table 5 Maximum value of out-of-plane deflection

| 试件名称 | 中间耗能板 | 约束板 |
|-------------|-------|-----|
| YSP-NA | 24 | 5 |
| YSP-MA | 15 | 2 |
| YSP-MSA-1-1 | 22 | 1 |
| YSP-MSA-1-2 | 34 | 1 |
| YSP-MSA-2-1 | 30 | 1 |
| YSP-MSA-2-2 | 29 | 1 |
| YSP-MSA-3-1 | 30 | 1 |
| YSP-MSA-3-2 | 15 | 2 |

在临近破坏时, 除 YSP-MSA 类试件外, YSP-NA 类和 YSP-MA 类试件的板角均出现不同程度的焊缝撕裂, 且面外鼓曲较为明显, 最终承载力下降至最大荷载的 85% 而达到极限状态。各个试件的整体破坏状态, 如图 4 ~ 图 9 所示。YSP-MSA 类的 3 组试件破坏形态有所差异, 如图 7 ~ 图 9 所示。由图可知, YSP-MSA-1 组试件的中间耗能板的面外鼓曲较为明显, 而 YSP-MSA-2 组和 YSP-MSA-3 组的面外变形并不显著, 这主要是由于 YSP-MSA-2 组和 YSP-MSA-3 组设置的边加劲肋板的宽度 (220 mm) 比 YSP-MSA-1 组 (20 mm、30 mm) 大得多, 增强了中间耗能板的面外抗侧刚度引起的。YSP-MSA-1 组试件的面内屈曲发生在四个小区格内, 而 YSP-MSA-2 组和 YSP-MSA-3 组试件则仅发生在上部或者下部相邻的两个小区格内。



图 4 YSP-NA 破坏形态

Fig.4 Failure features of YSP-NA



图 5 YSP-MA 破坏形态

Fig.5 Failure features of YSP-MA



图 6 YSP-MSA-1 面外变形

Fig.6 Out-of-plane deformation of YSP-MSA-1



图 7 YSP-MSA-1 破坏形态

Fig.7 Failure features of YSP-MSA-1



图 8 YSP-MSA-2 破坏形态

Fig.8 Failure features of YSP-MSA-2



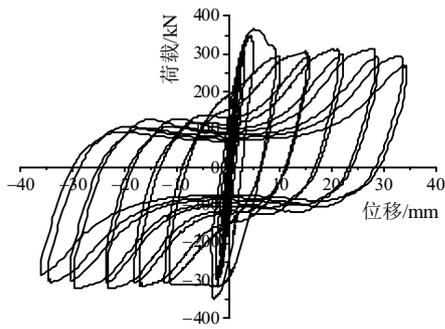
图 9 YSP-MSA-3 破坏形态

Fig.9 Failure features of YSP-MSA-3

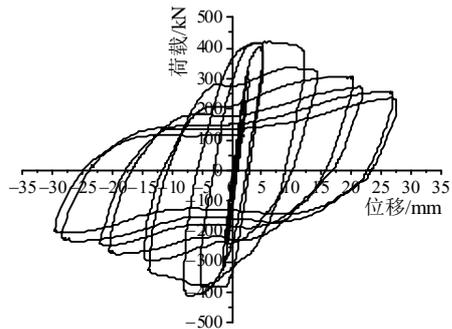
3 试验结果及分析

3.1 滞回曲线

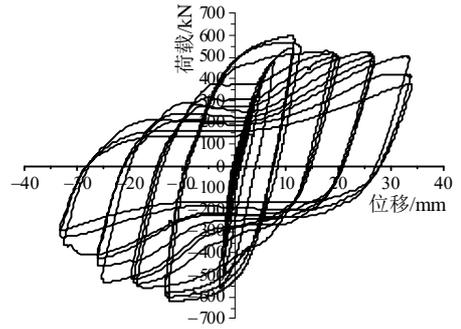
各试件的荷载-位移(耗能区段上、下端之间的相对位移)滞回曲线如图 10 所示。



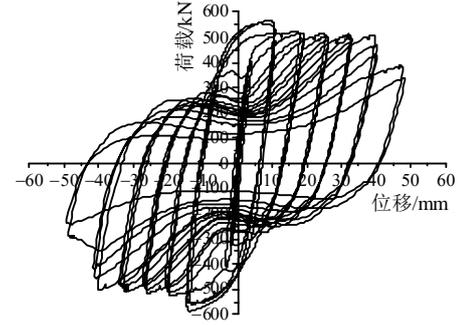
(a) YSP-NA



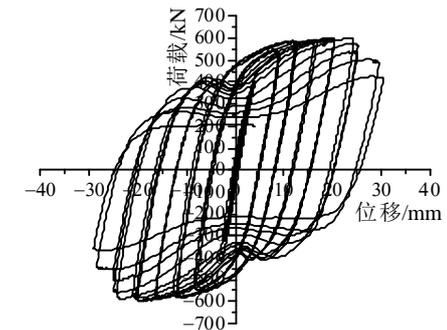
(b) YSP-MA



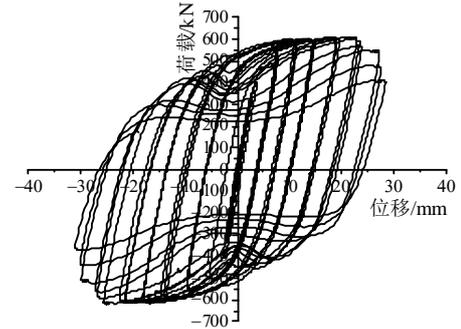
(c) YSP-MSA-1-1



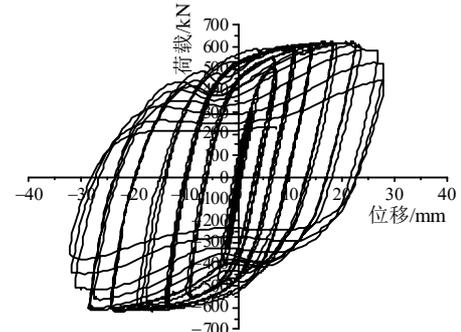
(d) YSP-MSA-1-2



(e) YSP-MSA-2-1



(f) YSP-MSA-2-2



(g) YSP-MSA-3-1

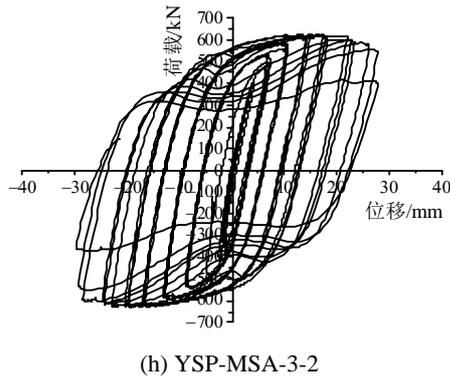


图 10 荷载-位移滞回曲线

Fig.10 Load-displacement hysteretic curves

不同的加劲肋布设方式和尺寸,荷载-位移滞回曲线的特征所反映出各个试件的工作性能亦不同。无加劲肋的 YSP-NA 类试件,在进入位移控制加载后,每级的最大荷载值较为接近,但其比弹性阶段时的最大荷载值下降较为明显,同时“捏缩效应”比 YSP-MA 类和 YSP-MSA 类的要显著,耗能能力较差。仅加设边肋的 YSP-MA 类试件,滞回曲线在初期的加载刚度与其他两类试件差别较小,屈服承载力比无加劲肋 YSP-NA 类提高也不明显,同时比 YSP-MSA 类又低很多,且进入位移控制加载后刚度退化和承载力下降较为明显,表明该类试件的承载力和刚度稳定性较差。相比之下, YSP-MSA 类试件的滞回曲线反映出了较好的工作性能,主要表现为初始刚度大,屈服和每级加载的最大承载力较高且较为稳定,刚度退化现象不明显,充分体现了合理设置加劲肋的有效作用。由此发现,3 组 YSP-MSA 类试件均出现了不同程度的“捏缩效应”,但范围较小(屈服后临近破坏时)、扩展缓慢,总体表现出了较好的耗能能力。

各类试件的滞回曲线产生“捏缩效应”对耗散能量是不利的,会降低材料的使用效率。究其原因,主要是试件的中间耗能板发生局部屈曲或部分区格的交叉斜裂缝而使得试件耗能区段的上下两端出现一定的水平滑移导致的。当改变加劲肋的方式和尺寸时,若能降低小区格的高厚比和宽厚比,则可以消除或减缓局部屈曲的产生,从而能消除或推迟“捏缩效应”的产生,能提高试件的耗能能力。

3.2 骨架曲线

各个试件的骨架曲线如图 11 所示。由图可知,骨架曲线的形状关于原点基本对称,每侧的曲线可以分为弹性段、强化段和退化段,与图 10 中荷载-位移滞回曲线反映的试件在不同阶段时刚度和承

载力变化特点是一致的。

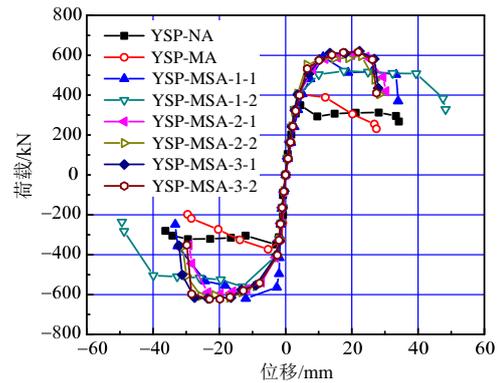


图 11 骨架曲线

Fig.11 Skeleton curves

3.3 延性性能

试件的延性系数及位移角见表 6。其中, δ_y 、 δ_m 、 δ_u 分别为屈服、峰值和极限时的位移; P_y 、 P_m 、 P_u 分别为屈服、峰值和极限时的荷载; θ_y 、 θ_m 、 θ_u 分别为屈服、峰值和极限时的位移角。当加载超过峰值荷载后,认为荷载下降至峰值荷载的 85% 时定义为试件的极限状态。

由表 6 中延性系数 μ 及弹、塑性位移角 θ 的数据可知,试件具有较好的延性。值得一提的是,每组相同的两个试件在屈服点处的特征值有一定的差异,尤其是延性系数。究其原因,可能是在加载过程中由于耗能区段处的初始缺陷、焊接质量、可能存在的缝隙以及加载设备等因素而导致。然而,分析图 11 中骨架曲线可知,每组两个试件的骨架曲线在整个加载往复中的前 90% 的全过程中基本是一致的,而是在临近破坏时出现离散。以 YSP-MSA-1 类的两个试件为例,仅在下陷段临近破坏时的个别点出现异常,比如第 1 个试件出现承载力突降至峰值荷载的 85% 但位移没有增加(焊缝被拉开,见图 6),而第 2 个试件则在临近破坏时缓慢下降至峰值荷载的 85%,且位移在持续增加。正因如此,两个试件获得极限位移值相差较大,相应地延性系数也较为离散。为能准确的定量分析每组试件的延性系数,仍需开展大量的系列试验研究来进行验证,以消除离散性的影响。

根据《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3-2010)中第 3.7.3 款规定:对于高层框架结构,按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大位移与层高之比 Δ_u/h 不大于 1/550。由表 6 可知,各试件可以在框架结构达到弹性最大位移前就已经屈服开始耗能,符合设计预期。

表 6 骨架曲线特征点
Table 6 Feature points of skeleton curves

| 试件编号 | 加载方向 | 屈服点 | | | 峰值点 | | | 极限点 | | | 延性系数 $\mu=\delta_u/\delta_y$ |
|-------------|------|---------------|----------|------------|---------------|----------|------------|---------------|----------|------------|---------------------------------|
| | | δ_y/mm | P_y/kN | θ_y | δ_m/mm | P_m/kN | θ_m | δ_u/mm | P_u/kN | θ_u | |
| YSP-NA | 推 | 4.11 | 343.63 | 1/681 | 4.43 | 348.91 | 1/632 | 31.24 | 296.57 | 1/90 | 7.60 |
| | 拉 | 2.22 | 321.78 | 1/1261 | 2.86 | 349.39 | 1/979 | 34.82 | 296.98 | 1/80 | 15.68 |
| | 均值 | 3.165 | 332.71 | 1/971 | 3.65 | 349.15 | 1/806 | 33.03 | 296.78 | 1/85 | 10.43 |
| YSP-MA | 推 | 3.76 | 367.43 | 1/745 | 4.73 | 403.54 | 1/592 | 16.45 | 343.01 | 1/170 | 4.38 |
| | 拉 | 1.96 | 333.67 | 1/1429 | 5.27 | 373.22 | 1/531 | 14.88 | 317.24 | 1/188 | 7.59 |
| | 均值 | 2.86 | 350.55 | 1/1087 | 5.00 | 388.38 | 1/562 | 15.67 | 330.13 | 1/179 | 5.48 |
| YSP-MSA-1-1 | 推 | 4.33 | 364.10 | 1/647 | 11.32 | 591.34 | 1/247 | 33.39 | 502.64 | 1/84 | 7.71 |
| | 拉 | 2.77 | 466.78 | 1/1011 | 12.01 | 620.23 | 1/233 | 24.53 | 527.20 | 1/114 | 8.85 |
| | 均值 | 3.55 | 415.44 | 1/829 | 11.67 | 605.79 | 1/240 | 28.96 | 514.92 | 1/99 | 8.16 |
| YSP-MSA-1-2 | 推 | 3.94 | 402.05 | 1/711 | 17.60 | 520.95 | 1/159 | 43.68 | 442.81 | 1/64 | 11.09 |
| | 拉 | 3.21 | 410.62 | 1/872 | 13.06 | 560.34 | 1/214 | 41.02 | 476.29 | 1/68 | 12.78 |
| | 均值 | 3.575 | 406.34 | 1/791 | 15.33 | 540.65 | 1/187 | 42.35 | 459.55 | 1/66 | 11.85 |
| YSP-MSA-2-1 | 推 | 3.89 | 402.20 | 1/720 | 19.95 | 600.61 | 1/140 | 28.46 | 510.52 | 1/98 | 7.32 |
| | 拉 | 2.99 | 415.00 | 1/936 | 19.72 | 595.96 | 1/142 | 26.22 | 506.57 | 1/107 | 8.77 |
| | 均值 | 3.44 | 408.60 | 1/828 | 19.84 | 598.29 | 1/141 | 27.34 | 508.55 | 1/103 | 7.95 |
| YSP-MSA-2-2 | 推 | 6.26 | 550.21 | 1/447 | 22.88 | 595.94 | 1/122 | 25.92 | 506.55 | 1/108 | 4.14 |
| | 拉 | 2.57 | 404.88 | 1/1089 | 16.89 | 616.49 | 1/166 | 28.36 | 524.02 | 1/99 | 11.04 |
| | 均值 | 4.415 | 477.55 | 1/768 | 19.89 | 606.22 | 1/144 | 27.14 | 515.29 | 1/103 | 6.15 |
| YSP-MSA-3-1 | 推 | 3.65 | 402.88 | 1/767 | 22.29 | 620.47 | 1/126 | 27.22 | 527.40 | 1/103 | 7.46 |
| | 拉 | 2.68 | 400.33 | 1/1045 | 23.50 | 619.54 | 1/119 | 30.37 | 526.61 | 1/92 | 11.33 |
| | 均值 | 3.165 | 401.61 | 1/906 | 22.90 | 620.01 | 1/122 | 28.80 | 527.01 | 1/98 | 9.10 |
| YSP-MSA-3-2 | 推 | 6.54 | 532.58 | 1/428 | 21.91 | 616.54 | 1/128 | 26.59 | 524.06 | 1/105 | 4.07 |
| | 拉 | 2.47 | 402.57 | 1/1134 | 22.93 | 623.00 | 1/122 | 28.74 | 529.55 | 1/97 | 11.64 |
| | 均值 | 4.505 | 467.58 | 1/781 | 22.42 | 619.77 | 1/125 | 27.67 | 526.81 | 1/101 | 6.14 |

3.4 平均耗能系数

耗能性能是建筑构件耗散地震能量的能力。目前，对建筑构件的耗能性能的判定标准较多，常见指标有平均耗能系数(能量耗散系数)、等效粘滞阻尼系数等。等效粘滞阻尼系数反映试件在每一级加载时的耗能性能和变化情况，而平均耗能系数则反应试件屈服后总体的耗能性能。

本文仅选择平均耗能系数 $\mu_e=E_{sum}/(mE_y)$ 来评估各个试件的耗能能力。其中， E_{sum} 为各次循环的耗能总合，可以由滞回曲线的面积获得； m 为屈服后的循环次数； E_y 为名义弹性能量， $E_y=P_y\delta_y/2$ 。经计算，各个试件的平均耗能系数见表 7。由表可知，加设加劲肋对提高试件的耗能能力的效果较为明显。对于具有相同加劲方式的试件(YSP-MSA 类)，虽然增加加劲肋的尺寸对提高试件的承载力有较大提高，但对提高试件的总体耗能性能的影响不太明显。

3.5 承载力退化系数

根据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101-96)，采用承载力退化系数来表征等幅荷载作用下的承载力稳定性。表 8 给出了各试件的承载力退化系数。

表 7 平均耗能系数

Table 7 Mean value of energy dissipation

| 试件编号 | 平均耗能系数 μ_e |
|-------------|----------------|
| YSP-NA | 8.41 |
| YSP-MA | 10.67 |
| YSP-MSA-1-1 | 15.41 |
| YSP-MSA-1-2 | 16.68 |
| YSP-MSA-2-1 | 14.17 |
| YSP-MSA-2-2 | 15.42 |
| YSP-MSA-3-1 | 15.38 |
| YSP-MSA-3-2 | 14.13 |

由表 8 可知：1) YSP-NA 类试件的承载力退化系数较小，说明承载力退化较为明显；2) YSP-MA 类和 YSP-MSA-1 组试件的承载力退化系数相对较小，说明承载力退化较为明显，这主要是因为加设的加劲肋尺寸较小，对中间耗能板的面外屈曲约束较小，使中间耗能板过早的屈曲失稳而丧失承载力；3) YSP-MSA-2 组及 YSP-MSA-3 组试件，在 $4\delta_y$ 以前，承载力退化系数都维持在 0.96 以上，可以认为承载力几乎没有退化。随着位移的增大，承载力退化系数开始减小。在试验结束时，承载力退化系数尚大于 0.74，说明试件的承载力稳定性较好，不会发生突然的强度破坏。

表 8 承载力退化系数
Table 8 Load-carrying capacity degradation coefficient

| 试件 | | YSP-NA | YSP-MA | YSP-MSA-1-1 | YSP-MSA-1-2 | YSP-MSA-2-1 | YSP-MSA-2-2 | YSP-MSA-3-1 | YSP-MSA-3-2 |
|--------------|-------------|--------|--------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1 δ_y | λ_1 | 0.8027 | 0.9199 | 1.1001 | 0.9738 | 1.0211 | 1.0567 | 1.0813 | 1.0676 |
| | λ_2 | — | — | 0.9480 | 0.9074 | 1.0171 | 1.0131 | 1.0075 | 1.0016 |
| 2 δ_y | λ_1 | 0.8173 | 0.8017 | 0.9870 | 0.9918 | 1.0004 | 1.0338 | 1.0238 | 1.0455 |
| | λ_2 | — | — | 0.9733 | 0.9523 | 1.0064 | 0.9999 | 1.0198 | 1.0001 |
| 3 δ_y | λ_1 | 0.9590 | 0.8939 | 0.9622 | 0.9709 | 0.9931 | 0.9972 | 1.0013 | 1.0160 |
| | λ_2 | — | — | 0.9607 | 0.9596 | 1.0113 | 1.0007 | 0.9954 | 0.9949 |
| 4 δ_y | λ_1 | 0.9376 | 0.9200 | 0.8274 | 0.9731 | 1.0006 | 0.9899 | 1.0041 | 0.9934 |
| | λ_2 | — | — | 0.9063 | 0.9617 | 0.9926 | 0.9985 | 0.9996 | 1.0030 |
| 5 δ_y | λ_1 | 0.8963 | — | — | 0.9175 | 0.9612 | 0.9869 | 0.9971 | 0.9711 |
| | λ_2 | — | — | — | 0.9245 | 0.9290 | 0.9445 | 0.9739 | 0.9933 |
| 6 δ_y | λ_1 | — | — | — | 0.8914 | 0.8450 | 0.8735 | 0.9011 | 0.9483 |
| | λ_2 | — | — | — | — | — | 0.8558 | 0.8388 | 0.7448 |

注： λ_1 为某一屈服位移加载级下第2循环峰值点荷载值与第1循环峰值点荷载值的比值； λ_2 为同一屈服位移加载级下第3循环峰值点荷载值与第2循环峰值点荷载值的比值。

4 结论

利用普通 Q235 钢板并结合材料退火技术，提出了一种新型的墙柱型剪切变形耗能的钢板剪力墙。通过对该装置在反复水平荷载作用下的试验研究，得出以下结论：

(1) 经退火热处理技术获得的低屈服点钢材作为耗能元件是可行的。通过试验确定普通 Q235 钢材改良为 Q195 钢材的最佳退火温度为 850℃。

(2) 新型的墙柱型剪切耗能装置大多以中部耗能区段的局部小区格内钢板疲劳开裂、整体出现面外屈曲失稳、板角焊缝被撕裂等标志而破坏。

(3) 中间耗能区段板上加设加劲肋的耗能装置的优势在于：a) 较好的延性，延性系数均大于 6.1；b) 稳定的承载力，即承载力退化系数在 4 δ_y 以前维持在 0.96 以上，在结束时均大于 0.74；c) 耗能性能良好，平均耗能系数均大于 14.0。

(4) 由于目前尚无成熟的墙柱型钢板剪力墙的设计方法，基于本文足尺试件情况和试验结果，可以通过加劲肋的构造措施保证该类型耗能装置具有良好的抗震性能：边加劲肋的宽厚比可控制在 33~36；中间加劲肋的宽厚比不大于 15；中间加劲肋的加劲刚度比不小于 100；。符合构造要求的中间加劲肋，才能保证在面积相对较小的耗能板上具有足够的承载力和良好的耗能性能。

由于实验数据有限，本文仅根据已开展的相关试验进行了墙柱型剪切耗能装置的抗震性能的定性分析。若要更全面的对本文提出的墙柱型剪切耗能装置进行定量的精细化性能评价，仍需进一步开

展大量的试验或有限元分析，以期能建立合理的设计方法指导相关的设计工作。

参考文献：

- [1] 郭彦林, 董全利. 钢板剪力墙的发展与研究现状[J]. 钢结构, 2005, 20(1): 1—6.
Guo Yanlin, Dong Quanli. Research and application of steel plate shear wall in high-rise buildings [J]. Steel Construction, 2005, 20(1): 1—6. (in Chinese)
- [2] 宋中霜. 低屈服点钢剪切板阻尼器耗能性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2013.
Song Zhongshuang. Research on performance of energy dissipation of shear panels dampers made of low yield point steel [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2013. (in Chinese)
- [3] Park H G, Kwack J H, Jeon S W. Framed steel plate wall behavior under cyclic lateral loading [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(3): 378—388.
- [4] Tasi K C, Li C H. Cyclic tests of four two-story narrow steel plate shear walls —Part I: Studies and specimen design [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010, 39(7): 775—799.
- [5] Berman J W, Bruneau M. Plastic analysis and design of steel plate shear walls [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(11): 1448—1456.
- [6] Sigariyazd M A, Joghataie A, Attari N K. Analysis and design recommendation for diagonally stiffened steel plate shear walls [J]. Thin-Walled Structures, 2016, 103(6): 72—80.
- [7] Wang M, Shi Y, Xu J, Yang W, Li Y. Experimental and numerical study of unstiffened steel plate shear wall Structures [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 112(12): 373—386.
- [8] Hosseinzadeh S, Tehranizadeh M. Behavioral

- characteristics of code designed steel plate shear wall systems [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 99(8): 72–84.
- [9] Emami F, Mofid M, Vafai A. Experimental study on cyclic behavior of trapezoidally corrugated steel shear walls [J]. *Engineering Structures*, 2013, 48(3): 750–762.
- [10] 郭彦林, 周明. 非加劲与防屈服钢板剪力墙性能及设计理论的研究现状[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(1): 1–16.
Guo Yanlin, Zhou Ming. An overview of current state-of-the-art in behavior and design theory for unstiffened or buckling-restrained steel plate shear walls [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(1): 1–16. (in Chinese)
- [11] 郭彦林, 陈国栋, 缪友武. 加劲钢板剪力墙弹性抗剪屈曲性能研究[J]. *工程力学*, 2006, 23(2): 84–91.
Guo Yanlin, Chen Guodong, Miao Youwu. Elastic buckling behavior of steel plate shear wall with cross or diagonal stiffeners [J]. *Engineering Mechanics*, 2006, 23(2): 84–91. (in Chinese)
- [12] 郭彦林, 周明. 非加劲钢板剪力墙结构分析等代模型研究[J]. *工程力学*, 2011, 28(4): 63–75.
Guo Yanlin, Zhou Ming. Research on analytical models for unstiffened steel plate shear walls [J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(4): 63–75. (in Chinese)
- [13] 聂建国, 朱力, 樊建生, 等. 钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(1): 61–69.
Nie Jianguo, Zhu Li, Fan Jiansheng, et al. Experimental research on seismic behavior of steel plate shear walls [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(1): 61–69. (in Chinese)
- [14] 朱力, 聂建国, 樊建生. 开洞钢板剪力墙的抗侧刚度分析[J]. *工程力学*, 2013, 30(9): 200–210.
Zhu Li, Nie Jianguo, Fan Jiansheng. Lateral stiffness of steel plate shear walls with openings [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(9): 200–210. (in Chinese)
- [15] 聂建国, 朱力, 樊建生, 等. 开洞加劲钢板剪力墙的抗侧承载力分析[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(7): 79–88.
Nie Jianguo, Zhu Li, Fan Jiansheng, et al. Lateral force resistant capacity of stiffened steel plate shear walls with openings [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(7): 79–88. (in Chinese)
- [16] 郝际平, 郭宏超, 谢琦, 等. 半刚性连接钢框架-钢板剪力墙结构抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(2): 33–40.
Hao Jiping, Guo Hongchao, Xie Qi, et al. Seismic performance of semi-rigid composite steel frame with steel plate shear walls [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(2): 33–40. (in Chinese)
- [17] 郭宏超, 郝际平, 潘秀珍, 等. 四角钢连接钢框架-钢板剪力墙结构抗震性能研究[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(1): 70–75.
Guo Hongchao, Hao Jiping, Pan Xiuzhen, et al. Seismic behavior of four-angle-connection steel frame structure with steel plate shear walls [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(1): 70–75. (in Chinese)
- [18] 郝际平, 袁昌鲁, 房晨. 薄钢板剪力墙结构边框架柱的设计方法研究[J]. *工程力学*, 2014, 31(9): 211–218.
Hao Jiping, Yuan Changlu, Fang Chen. Study of design procedures for vertical boundary elements in thin steel plate shear walls [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(9): 211–218. (in Chinese)
- [19] 郝际平, 袁昌鲁, 樊春雷, 等. 钢板剪力墙结构基于性能的塑性设计方法研究[J]. *工程力学*, 2015, 32(7): 118–127.
Hao Jiping, Yuan Changlu, Fan Chunlei, et al. Performance-based plastic design method for the slender unstiffened steel plate shear walls [J]. *Engineering Mechanics*, 2015, 32(7): 118–127. (in Chinese)
- [20] 王先铁, 贾贵强, 杨航东, 等. 方钢管混凝土框架-两边连接薄钢板剪力墙的抗震性能试验研究[J]. *建筑结构*, 2015, 45(10): 10–16.
Wang Xiantie, Jia Guiqiang, Yang Hangdong, et al. Experimental study on seismic behavior of concrete-filled square steel tubular frame-thin steel plate shear walls connected with frame beams only [J]. *Building Structure*, 2015, 45(10): 10–16. (in Chinese)
- [21] 王先铁, 马尤苏夫, 苏明周. 方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙边框柱刚度研究[J]. *工程力学*, 2015, 32(6): 146–154.
Wang Xiantie, Ma Yousufu, Su Mingzhou. Research on boundary columns stiffness of concrete-filled square steel tubular frame-thin steel plate shear walls [J]. *Engineering Mechanics*, 2015, 32(6): 146–154. (in Chinese)
- [22] 蒋路, 陈以一, 汪文辉, 等. 足尺带缝钢板剪力墙低周反复加载试验研究 I [J]. *建筑结构学报*, 2009, 30(5): 57–64.
Jiang Lu, Chen Yiyi, Wang Wenhui, et al. Experimental study on full scale steel plate shear wall with slits under low-frequency cyclic loads: Part I [J]. *Journal of Building Structures*, 2009, 30(5): 57–64. (in Chinese)
- [23] 陈以一, 宁燕棋, 蒋路. 框架-带缝钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2012, 33(7): 133–139.
Chen Yiyi, Ning Yanqi, Jiang Lu. Experimental study on seismic behavior of frame-steel plate shear wall with slits [J]. *Journal of Building Structures*, 2012, 33(7): 133–139. (in Chinese)
- [24] 郭兰慧, 李然, 范峰, 等. 钢管混凝土框架-钢板剪力墙结构滞回性能研究[J]. *土木工程学报*, 2012, 45(11): 69–78.
Guo Lanhui, Li Ran, Fan Feng, et al. Study on hysteretic behaviors of composite frame-steel plate shear wall structures [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, 45(11): 69–78. (in Chinese)
- [25] 郭兰慧, 李然, 张素梅. 薄钢板剪力墙简化分析模型

- [J]. 工程力学, 2013, 30(增刊): 149—153.
- Guo Lanhui, Li Ran, Zhang Sumei. Simplified model of thin-walled steel plate shear walls [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(Suppl): 149—153. (in Chinese)
- [26] 陆金钰, 王恒华, 闫鲁南, 等. 侧边加劲带缝钢板剪力墙滞回性能研究[J]. 工程力学, 2013, 30(3): 214—223.
- Lu Jinyu, Wang Henghua, Yan Lunan, et al. Hysteretic behavior of stiffened steel plate shear wall with slits [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(3): 214—223. (in Chinese)
- [27] 王萌, 杨维国. 薄钢板剪力墙结构滞回行为研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(1): 68—77.
- Wang Meng, Yang Weigu. Hysteretic behaviors study of thin steel plate shear wall structures [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(1): 68—77. (in Chinese)
- [28] 郝际平, 袁昌鲁, 房晨. 薄钢板剪力墙结构边框架柱的设计方法研究[J]. 工程力学, 2014, 31(9): 211—218.
- Hao Jiping, Yuan Changlu, Fang Chen. Study on design procedures for vertical boundary elements in thin steel plate shear walls [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(9): 211—218.
- [29] 张荣钢, 张宏涛, 石永久, 等. 火灾下复杂拉力场钢板剪力墙屈曲后的上限塑性极限分析[J]. 工程力学, 2014, 31(5): 71—78.
- Zhang Ronggang, Zhang Hongtao, Shi Yongjiu, et al. Post buckling upper bound plastic-limit analysis of fire resistance for multi-tension steel plate shear walls [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(5): 71—78.
- [30] 金双双, 欧进萍. 考虑边缘框架贡献的钢板剪力墙结构设计[J]. 工程力学, 2014, 31(3): 18—26.
- Jin Shuangshuang, Ou Jinping. Design of steel plate shear wall structures considering the contribution of boundary frame [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(3): 18—26.
- [31] 郭宏超, 郝际平, 潘秀珍, 等. 基于节点连接特性的钢板剪力墙结构数值分析[J]. 工程力学, 2013, 30(8): 193—198.
- Guo Hongchao, Hao Jiping, Pan Xiuzhen, et al. Computational analysis for steel-plate shear wall based on the node connection characteristics [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(8): 193—198.
- [32] 马欣伯, 郭兰慧, 张素梅, 等. 两边连接开缝钢板剪力墙的弹性屈曲分析[J]. 工程力学, 2011, 28(增刊 I): 130—135.
- Ma Xinbo, Guo Lanhui, Zhang Sumei, et al. Elastic buckling analysis of two-sided connection steel plate shear wall with slits [J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(Suppl I): 130—135.
- [33] 王威, 吕西林, 徐崇恩. 低屈服点钢在结构振动与控制中的应用研究[J]. 结构工程师, 2007, 23(6): 83—89.
- Wang Wei, Lü Xilin, Xu Chongen. Engineering applications of low yield point steel in structural vibration control [J]. *Structural Engineers*, 2007, 23(6): 83—89. (in Chinese)
- [34] 李玉顺, 大井谦一, 沈世钊. 钢框架结构软钢阻尼器振动控制的试验及理论研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(20): 1—7.
- Li Yushun, Kenichi Ohi, Shen Shizhao. Experimental and theoretical study on vibration control of steel frame attached with hysteretic dampers [J]. *Journal of Building Structures*, 2004, 25(20): 1—7. (in Chinese)