

文章编号:1007-6069(2010)04-0107-07

半刚接框架-非加劲钢板墙体系抗震试验研究

张文强,郝际平,解琦,于金光,郭宏超,田炜峰

(西安建筑科技大学 土木工程学院,陕西 西安 710055)

摘要:半刚接钢框架-内填非加劲薄钢板剪力墙结构是一种新型结构形式,它弥补了传统抗弯钢框架侧向刚度不足的缺点,为采用更加经济的半刚性节点提供了可能,目前国内外对该新型结构体系性能研究属刚起步阶段,因此对该结构体系的研究具有重要的理论和实际意义。文中对一榀两层单跨梁柱平齐端板连接半刚性框架-内填非加劲薄钢板剪力墙结构进行了低周往复循环加载拟静力试验,在试验中,试件破坏过程缓慢,钢板墙拉力带充分发育,试验得出的滞回环饱满,表明该新型结构体系具有优异的抗震性能,从而为今后对该新型结构体系做更深入的分析研究打下了良好基础。

关键词:半刚性连接钢框架;钢板剪力墙;滞回性能

中图分类号:TU391;P315.97

文献标志码:A

Experimental study on seismic behavior of semi-rigid steel frame —non-stiffened thin steel plate shear wall structure

ZHANG Wenqiang, HAO Jiping, XIE Qi, YU Jinguang, GUO Hongchao, TIAN Weifeng

(College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: A semi-rigid steel frame non-stiffened thin steel plate shear wall is a new type of structural system which increases the lateral stiffness of traditional moment resistant steel frame, so that this new type of structure provides the opportunity to use semi rigid connection which is more economical. Currently, international and domestic research of the new type of structural system is still in the primary stage, and the study on the structural system is of great theoretical and realistic significant. The experimental research on a two-story single bay specimen of the semi-rigid steel frame non-stiffened thin steel plate shear wall under low frequency cyclic reversed lateral loads has been completed. During the test, the destruction of the specimen is slow, the tension field of the steel plate is fully developed, the hysteretic loop of the specimen becomes full and stable. The tested result shows that the new type of structural system has excellent seismic performance, so that the test has laid a good foundation for doing more in-depth analysis and study on the new type of structural system in the future.

Key words: semi-rigid connection steel frame; steel plate shear wall; hysteretic behavior

引言

传统的钢框架结构体系分析与设计通常假定梁柱连接是完全刚接或理想铰接,工程实践中所使用的梁柱连接大多处于完全刚接和理想铰接2种极端情况之间。因此,从工程实际出发,对半刚性钢框架体系进行

收稿日期:2010-04-19; 修订日期:2010-05-21

基金项目:国家自然科学基金项目(50878181);2009年高等学校博士学科点专项科研基金项目(20096120110004)

作者简介:张文强(1984-),男,硕士研究生,主要从事钢结构相关研究工作。E-mail:zhangwenqiang1984@yahoo.com.cn

通讯作者:郝际平(1959-),男,教授,博士生导师,主要从事结构力学、结构工程方面的研究。E-mail:haojiping@xauat.edu.cn

研究,无论是从简化节点构造、提高施工效率,还是从经济性方面,都是极具现实意义的。

钢板剪力墙作为一种新型的剪力墙结构体系,在侧向力作用下,钢板墙屈曲后屈服(薄板)或屈服后屈曲(厚板)还能继续承受荷载,具有初始侧向刚度大,滞回性能稳定,能量耗散能力良好,延性大,抵抗循环荷载下的变形能力强等优点,同时由于其施工简单,在北美和日本等地已有工程应用。

将以上2种结构形式组合,形成半刚性框架-钢板剪力墙结构新型框剪结构体系(Semi-Rigid Steel Frame—Non-stiffened Thin Steel Plate Shear Wall),既可以利用半刚性框架的延性,又可以发挥钢板剪力墙的刚度,通过对该体系在地震作用下各项性能的研究,在满足使用要求和延性优良的前提下,以最优耗钢量为指标,提出设计方法,将为实际工程的设计及建造做出积极的贡献。

目前国内外对该新型框剪结构体系的研究尚属空白,但半刚性框架-钢板剪力墙框剪结构体系是半刚性框架结构体系与钢板剪力墙结构体系的集成,2个单项结构体系的研究已基本成熟,这对半刚性框架-钢板剪力墙新型框剪结构体系的研究奠定了良好的基础。

1 试验方案

1.1 试件设计

新型框剪结构体系试件模拟半刚性框架-钢板剪力墙结构体系的两层一跨结构。该试件由两部分组成——内部的薄钢板墙和外部半刚接H型钢框架,两部分由连接板焊接连接。试验台上的试件如图1所示。所有钢材采用Q235-B。根据相似理论的设计原则和试验室加载系统的试验能力,几何相似比例为1:3。具体参数及试件尺寸如表1所示。半刚性连接采用平齐端板的连接方式^[1,3],如图4所示。

表1 试件设计参数

Table 1 Design parameters of specimen

材性	钢材 Q235-B;螺栓均采用 10.9 级摩擦型高强螺栓,材质为 20MnTiB
钢框架	顶梁:HN300 × 150 × 6.5 × 9;中梁:HN200 × 100 × 5.5 × 8; 柱:HW150 × 150 × 7 × 10;
内填墙	内填无加劲肋钢板,尺寸为:1 200 × 1 200 × 4,钢板高厚比 $\lambda = 300$
半刚性节点	顶梁平齐端板尺寸为:344 × 150 × 12,与柱相连采用 6 个 M16 高强螺栓摩擦型连接;中梁平齐端板尺寸为:246 × 145.5 × 12,与柱采用 4 个 M16 高强螺栓摩擦型连接;端板与顶梁、中梁的翼缘和腹板都采用全熔透对接焊缝,焊条规格采用 E43 系列,焊接工作均在工厂完成。

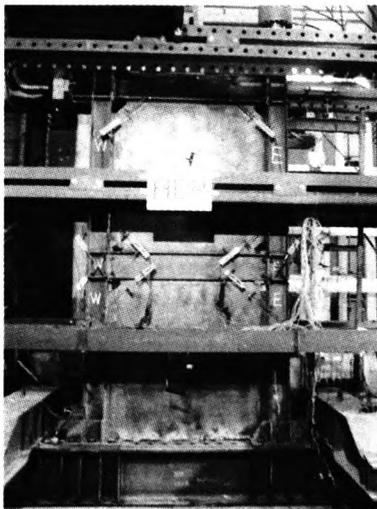


图1 试验台上试件图
Fig. 1 Test specimen

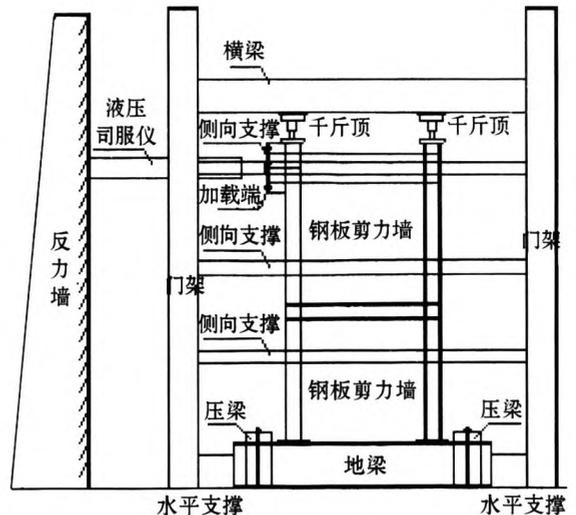


图2 试验装置图
Fig. 2 Test equipment

1.2 试验装置

试验装置如图2所示,加载装置为一个1000kN作动器,对试件施加循环往复荷载。作动器一端与试件相连,另一端顶在反力墙上,两柱柱顶施加竖向荷载。试件的地梁两端用2个压梁紧紧压住,采用锚栓将压梁两端固定于试验室地沟处,以抵抗试件受到的倾覆力矩。采用水平支撑阻止试件的水平刚体位移。采用三道侧向支撑来阻止试件在加载过程中的平面外失稳。

1.3 量测方案

如图3所示,分别在试件的地梁、中梁和顶梁设置1个百分表和2个位移计来测其水平位移,获得试件整体滞回曲线;在中柱的2个节点域设置2个斜向的位移计测节点域的剪切变形;为研究框架梁柱节点处的相对转角,在每个梁柱节点处设置1个斜向位移计。在柱子的关键位置设置应变片和应变花来记录应变从而分析框架柱在加载过程中的内力变化;在框架梁的关键位置设置应变片测量梁端截面上的轴力、弯矩及梁端腹板的剪力;在内填钢板的四角点及中部分别设应变花及应变片;在半刚性节点相应位置设应变片测量节点的变形,破坏模式及塑性铰的位置、数量以及节点域的剪力。

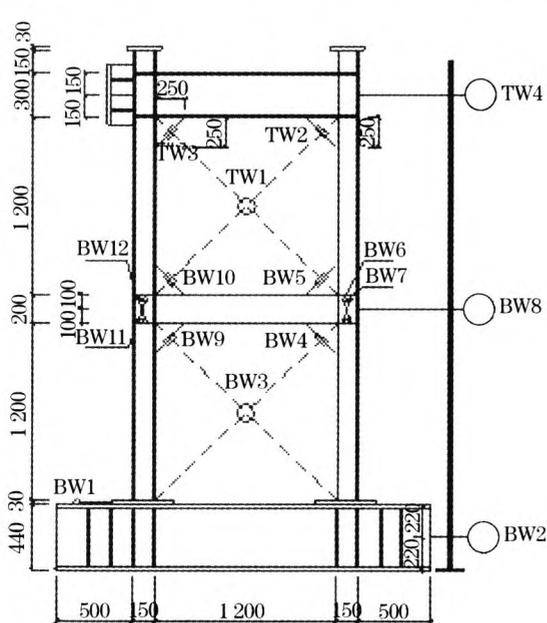


图3 仪表布置图

Fig. 3 Arrangement of instrument monitoring points

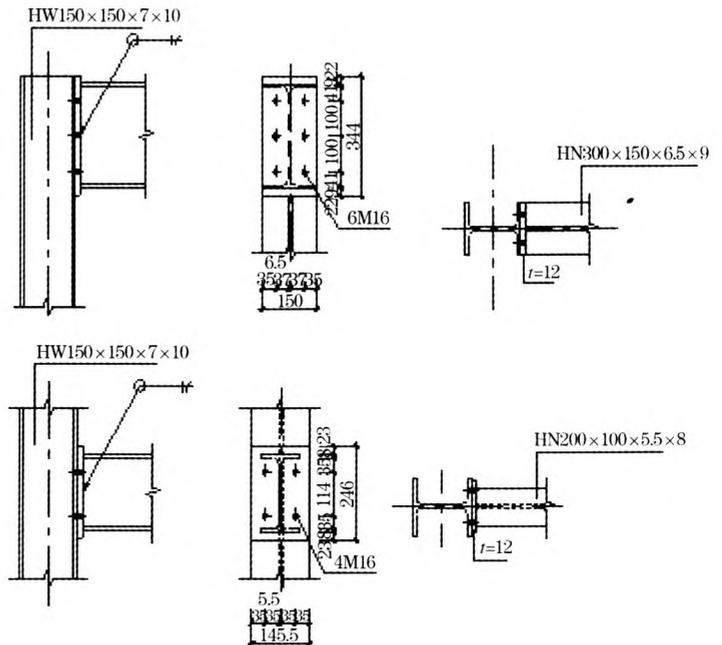


图4 平齐端板连接示意图

Fig. 4 The sketch of flush end-plate connections

1.4 加载方式

试件低周往复加载试验采用荷载位移双控制的方法。试件屈服前采用荷载控制,屈服后应采用位移控制。位移值取屈服时试件的最大位移值并以该位移值的倍数为级差进行控制加载。施加反复荷载的次数根据试验目的确定试验加载方案如表2所示。

表2 试验加载方案

Table 2 Test loading program

荷载	加载级别	循环次数	控制方式	荷载	加载级别	循环次数	控制方式
第1级	100kN	1	力	第7级	1.5 δ_y	3	位移
第2级	200kN	2	力	第8级	2.0 δ_y	3	位移
第3级	300kN	3	力	第9级	2.5 δ_y	3	位移
第4级	350kN	3	力	第10级	3.0 δ_y	3	位移
第5级	400kN	3	力	第11级	3.5 δ_y	3	位移
第6级	δ_y	3	位移	第12级	4.0 δ_y	1	位移

表3 钢材性能

Table 3 Steel properties

试件编号	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_t /MPa	伸长率 /%	E (10^5 MPa)
柱翼缘	269.33	428.23	42.32	2.00
中梁腹	314.77	455.47	39.47	2.21
顶梁腹	275.67	445.33	44.38	2.16
端板	245.05	430.80	47.27	1.89
墙板	356.50	515.53	33.88	2.15
柱加劲肋	318.40	452.40	41.02	2.19

1.5 材性

钢框架及钢板墙基本材料性能见表3。

2 试验过程描述及结果分析

2.1 试验过程描述

第1级和第2级荷载分别施加100kN和200kN,试件无明显变形现象,试件整体处于弹性阶段;第3级荷载施加300kN,2层内填钢板无明显变形现象。推向加载时,1层内填钢板沿对角线方向出现面外屈曲变形;拉向加载时,1层内填钢板沿另一对角线方向出现面外屈曲变形。其原因是,内填钢板剪切屈曲,在主拉应力方向形成拉力带,在主压应力方向凸曲。推、拉向卸载后变形基本恢复,因此可认为试件仍基本处于弹性阶段。在拉向加载以及拉向卸载时,1层内填钢板均出现较大响声,原因是由于钢板形成面外变形与恢复变形时所发出;第4级和第5级荷载分别施加350kN和400kN,其观察到的现象与第3级荷载现象大致相同,1层内填钢板面外变形进一步增大。当进行至第5级荷载第2循环时,柱脚应变值达到1500以上,认为柱脚屈服。

加载至第6级荷载时,推向加载至450kN,位移约为15mm,试验实时记录的荷载位移曲线开始由线性转为非线性,此时将 $\delta_y = 15\text{mm}$ 定为试件的屈服位移,此后的试验加载由力控制转为位移控制加载,2层内填钢板在推向加载时出现轻微面外变形,在推向卸载时变形完全恢复,发出轻微响声,1层内填钢板在该级拉向加载及卸载过程中,不断出现“呼吸效应”,并伴随较大响声,当卸载至0时,1层钢板的面外残余变形明显,说明钢板在斜拉力带作用下已局部屈服。

在第7级荷载,推向峰值荷载为524.24kN,对应位移为19.06mm,拉向峰值为540.4kN,对应位移为-19.09mm,该级加载整个过程中,1层内填钢板不断出现“呼吸效应”,响声巨大,1层钢板的沿对角线方向面外变形已经很明显,在第2和第3循环时,2层内填钢板也出现“呼吸效应”,此时2层钢板的面外变形基本可完全恢复,可观察到少量的残余变形。

在第8级荷载,推向荷载最大值为577.4kN,对应位移为25.45mm,拉向荷载最大值为558.7kN,对应位移为-25.85mm,进行至第1循环时,1层内填钢板“X”形面外残余变形非常明显,中梁下端处西柱、东柱翼缘发生局部屈曲,顶梁端板连接半刚性节点发生转动,端板被拉开约3~5mm,东侧中梁端板连接半刚性节点发生轻微转动,端板被拉开约2~3mm,进行至第2循环时,拉向加载过程中东柱、西柱柱脚焊缝开裂,1层内填钢板西上角与中梁连接处耳板焊缝开裂,拉向卸载后,可观察到2层内填钢板出现较明显的面外残余变形,进行至第3循环时,1层西柱发生整体屈曲,从侧面观察,试件东柱出现弯扭变形。

在第9级荷载,推向荷载最大值为575.2kN,对应位移为31.98mm,拉向荷载最大值为570.2kN,对应位移为-33.15mm,进行至第1循环时,1层东柱发生整体屈曲,呈“内凹”状,顶梁端板连接半刚性节点发生转动,端板被拉开约5mm,进行至第3循环时,1层内填钢板“X”形面外残余变形极其明显,并在“X”形交点处出现一穿透性裂缝。

在第10级荷载,推向荷载最大值为579.0kN,对应位移为39.98mm,拉向荷载最大值为564.1kN,对应位移为-41.76mm,进行至第1循环时,1层东柱“内凹”更加严重,中柱侧向支撑发生轻微倾斜,进行至第3循环时,1层内填钢板西上角、东上角与中梁连接处的耳板之间均出现钢板撕裂,中梁下端处西柱翼缘屈曲愈加严重。

在第11级荷载,推向荷载最大值为507.30kN,对应位移为47.70mm,拉向荷载最大值为540.2kN,对应位移为-50.07mm,该级荷载过程中,推向加载时试件承载力下降较为严重,下降15%左右。进行至第1循环时,西柱脚上端柱翼缘发生屈曲变形,东柱柱脚焊缝开裂严重,从侧面观察,试件西柱弯扭变形并不严重,试件东柱弯扭变形非常明显。

在第12级荷载,仅进行一个循环,推向荷载最大值为388.1kN,拉向荷载最大值为504.8kN。随着加载的继续,东柱弯扭变形、西柱脚屈曲变形、中梁下端处西柱屈曲进一步加快,试件整体承载力明显下降20%左右,但试件尚可继续承载。

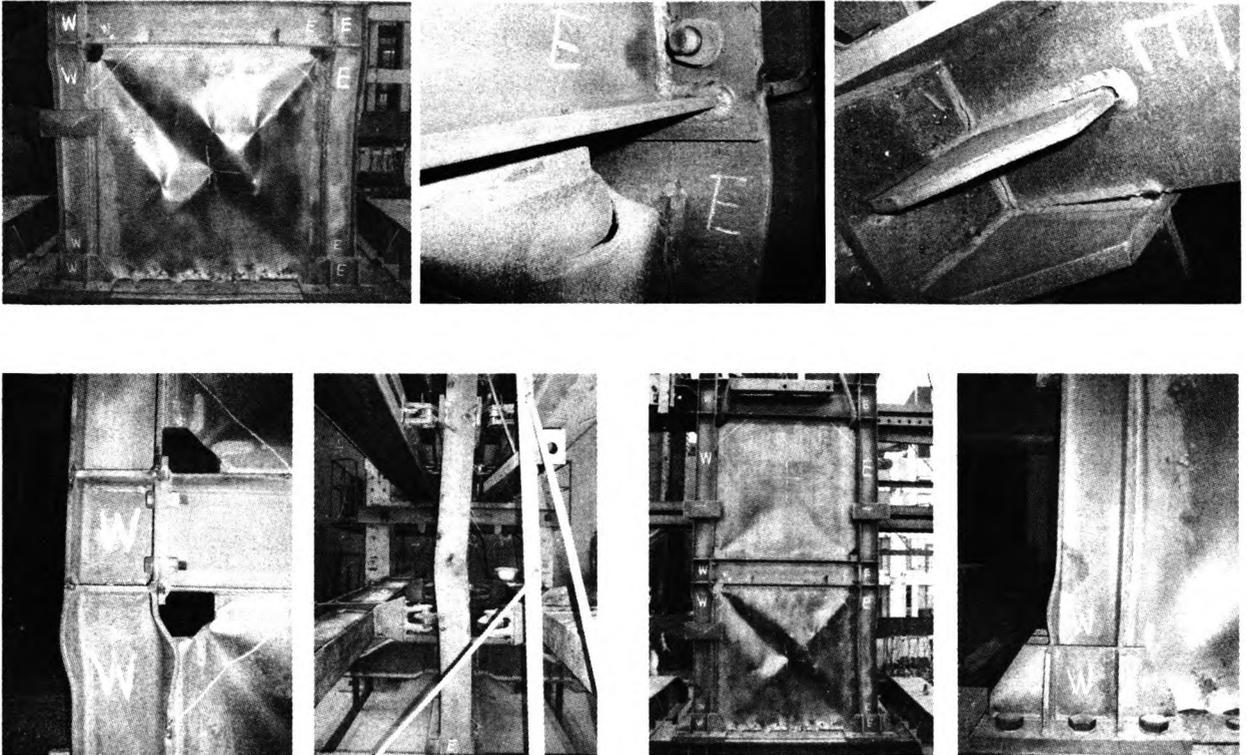


图5 试件典型破坏图

Fig. 5 Typical damage to the specimen

2.2 试验结果分析

2.2.1 滞回曲线

根据现场试验数据,全过程及每一加载阶段的滞回曲线如图6所示。

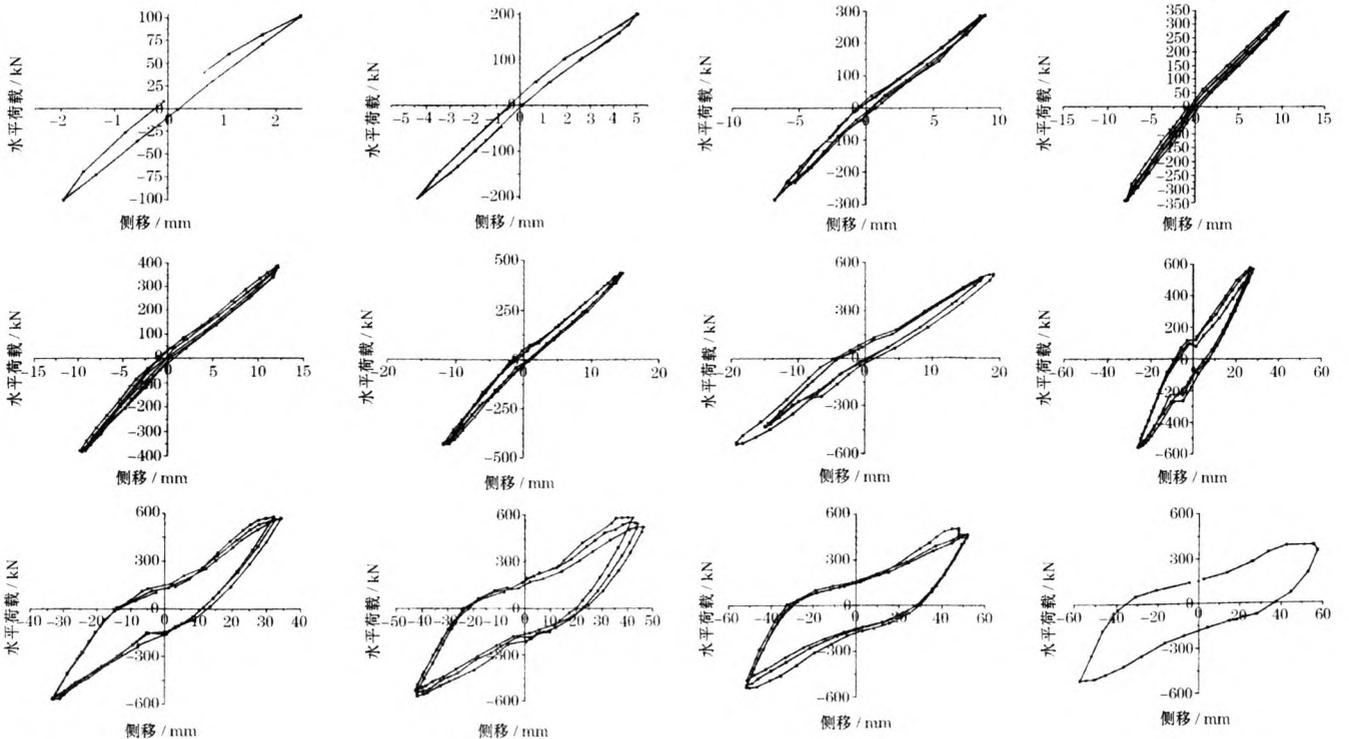


图6 第1~第12加载级滞回环

Fig. 6 1st to the 12th loading level hysteresis curves

对试验结果分析可以得到本新型结构体系的滞回曲线有以下特征:

(1) 在新型结构体系的内填钢板屈曲前,滞回环呈闭合状态,滞回环包围的面积很小,力和位移基本呈线性关系,试件整体处于弹性工作状态。

(2) 新型结构体系的内填钢板部分屈曲后,滞回环由闭合状态开始慢慢张开,其包围的面积不断增大,略呈反S曲线型。随着荷载级的逐渐增加,钢板拉力带不断发展成熟,钢板面外屈曲变形逐渐加大,滞回曲线开始向位移轴倾斜,刚度逐渐退化,试件整体进入弹塑性工作阶段。

(3) 进行至位移控制加载阶段,内填钢板在主压应力下屈曲,在主拉应力下屈服。当卸载至水平位移接近于零点时,经常出现1层内填钢板面外变形突然由南凸变为北凸(或北凸变为南凸),并伴随巨大声响。当面外变形方向突变时,1层内填钢板暂时退出工作,试件出现明显的刚度退化现象,曲线出现明显的“捏拢效应”。

(4) 钢板墙高宽比(约为1)较为合适,试验进行至位移控制加载阶段后,滞回曲线的基本形态介于反S形和梭形之间,饱满成熟稳定。

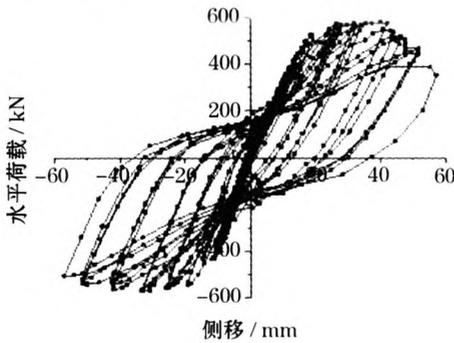


图7 全过程滞回曲线

Fig.7 Hysteresis curve of whole process

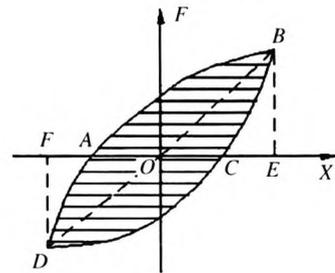


图8 等效粘滞系数计算图形

Fig.8 The calculation model of equivalent viscosity coefficient

2.2.2 耗能能力

在现代工程抗震中,一般用等效粘滞阻尼系数 h_e 衡量结构在抗震中的耗能能力, h_e 值越大,滞回环越饱满,结构的耗能性能越好。如图8, h_e 的计算公式为^[2]:

$$h_e = \frac{S_{(ABC+CDA)}}{2\pi \times S_{(\Delta OBE+\Delta ODF)}}$$

本次试验的试件在各个荷载级第1循环的耗能值与等效粘滞阻尼系数 h_e ,如表4及图9所示。

表4 试件的耗能能力

Table 4 Energy dissipation capacity of specimen

加载级	100kN	200kN	300kN	350kN	400kN	$1\delta_y$
耗能值	65.0	211.4	409.5	476.9	667.9	1309
h_e	0.05	0.04	0.03	0.02	0.03	0.04
加载级	$1.5\delta_y$	$2\delta_y$	$2.5\delta_y$	$3\delta_y$	$3.5\delta_y$	$4\delta_y$
耗能值	4 049	13 654	15 001	27 060	33 305	37 029
h_e	0.06	0.13	0.15	0.18	0.21	0.23

注:耗能值的单位为 $kN \cdot mm$

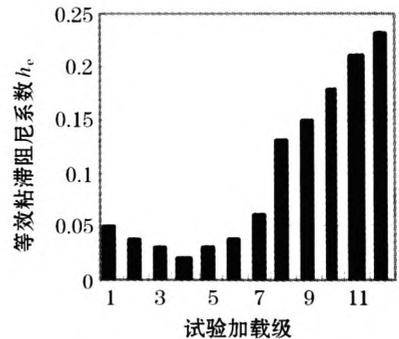


图9 试件等效粘滞系数示意图

Fig.9 Equivalent viscosity coefficient of the specimen

由表4可知,随着加载级的推进,荷载位移逐渐增加,试件滞回环所包围的面积逐渐变大,耗散的能量增加。本试件最大滞回环消耗的能量为 $37\ 029\ kN \cdot mm$ 。结构表现出较好的耗能能力。由图9可知,随着加载级的推进,试件等效粘滞阻尼系数整体呈增大趋势。在 $3\delta_y$ 屈服位移时,试件等效粘滞阻尼系数 $h_e = 0.18$; 在 $3.5\delta_y$ 屈服位移时,试件等效粘滞阻尼系数 $h_e = 0.21$; 在 $4\delta_y$ 屈服位移时,试件等效粘滞阻尼系数 $h_e = 0.23$ 。等效粘滞阻尼系数均较大,表明本新型结构体系的耗能性能较强。

3 试验结论

本次拟静力试验研究重点考察了梁柱平齐端板连接半刚性框架-非加劲钢板剪力墙新型结构体系在低周往复荷载作用下的整个破坏过程以及最后破坏形态,通过本次试验研究,可以得到以下结论:

(1) 梁柱平齐端板连接半刚性框架-非加劲钢板剪力墙新型结构体系具有优异的抗震性能,可满足正常使用阶段要求。其破坏模式主要由内填钢板屈曲和周边钢框架的屈曲及弯扭失稳控制,试件整个破坏过程缓慢,属延性破坏。新型结构体系中薄钢板墙的耗能能力和延性很好,可满足结构的抗震设防的需要。

(2) 钢框架柱既要承担局部抗弯,又要承担整体抗弯。钢框架柱的屈曲主要发生在中梁下端附近,后续试验有必要在该区域采取某些加强措施。

(3) 本新型结构体系的梁柱节点采用的是平齐端板连接半刚性节点形式。在试验过程中,试件4处半刚性节点均未发生明显破坏,试验性能良好。与传统的刚性节点相比,该半刚性节点形式简单,在实际工程中可大大提高施工速度,并具有很好的经济性。

(4) 薄钢板墙是本新型结构体系的主要抗侧力构件,因此保证钢板墙拉力带充分的发育成熟是发挥薄钢板墙抗侧力优越性的重要条件。但由于试验侧向支撑失稳、钢板的初始缺陷试验和加载偏心等影响,试验中钢框架柱出现了较大的面外弯扭变形,影响了薄钢板墙拉力带的充分发育。此后的试验中建议周边钢框架柱采用箱形截面、组合截面等,甚至可采用钢管混凝土柱等。

(5) 随着荷载的增加,钢板墙屈曲后荷载主要由拉力带承担。1层内填钢板拉力带发育的成熟饱满,甚至在“X”形拉力带中间发生了钢板撕裂。2层内填钢板拉力带也有发育,但明显不及1层的发育状况。随残余变形的累加,钢板墙尤其是1层内填钢板应力状态和屈曲波形趋于复杂化。

(6) 非加劲薄钢板墙主要利用其屈曲后强度。但当非加劲薄钢板墙处于屈曲后阶段时,每当试验至卸载阶段,位移趋近于0,钢板墙拉力带出现松弛,1层内填钢板总会出现“呼吸效应”并伴随巨大声响,在实际工程中,这种巨大声响会影响结构的正常使用。在钢板墙上合理设置十字加劲肋和斜加劲肋可以有效减小钢板面外变形,并能提高薄钢板墙的屈曲强度,使薄钢板屈曲后阶段延后,减少钢板的“呼吸效应”及巨大声响。

参考文献

- [1] 石永久,施刚,王元清,等. 钢结构端板连接抗震设计方法[J]. 世界地震工程, 2007, 23(3): 86-91.
Shi Yongjiu, Shi Gang, Wang Yuanqing, et al. Seismic design method of end-plate connections of steel structures [J]. World Earthquake Engineering, 2007, 23(3): 86-91.
- [2] 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, 1996.
JGJ 101-96, Specification of Testing Methods for Earthquake Resistant Building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1996.
- [3] 于金光,郝际平,张文强,等. 无侧移半刚性框架柱的稳定分析[J]. 世界地震工程, 2010, 26(3): 102-108.
Yu Jinguang, Hao Jiping, Zhang Wenqing, et al. Stability analysis for semi-rigid and braced steel frames[J]. World Earthquake Engineering, 2010, 26(3): 102-108.