

王浩, 陈麟, 吴珊瑚. 两边连接钢板剪力墙结构抗震性能分析[J]. 华南地震, 2019, 39 (4): 104–111. [WANG Hao, CHEN Lin, WU Shanhu. Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls with Beam-Connected Plates[J]. South China journal of seismology, 2019, 39(4): 104–111]

两边连接钢板剪力墙结构抗震性能分析

王 浩, 陈 麟, 吴珊瑚
(广州大学土木工程学院, 广州 510006)

摘要: 两边连接钢板剪力墙的内嵌钢板仅与边框梁连接, 可以减小对边框柱的承载力和刚度需求。提出两边连接钢板剪力墙结构的抗震性能目标 and 设计方法, 设计了层数和跨度不同的结构体系。利用 ABAQUS 软件建立结构的有限元模型进行水平推覆分析。分析结果表明, 钢板墙跨度越小, 所需钢板厚度就越大, 导致边缘构件尺寸增大, 结构在钢板屈服后仍有较大的承载能力。随着钢板墙跨度增大, 结构侧移曲线的变形特征由弯曲型变为弯剪型。层数越多, 跨度越小, 结构弯曲作用就越明显, 上部钢板不易屈服。工程设计中选取合适的钢板墙跨度可以减小构件截面尺寸和用钢量, 使结构设计更为经济。

关键词: 钢板剪力墙; 两边连接钢板; 跨高比; 推覆分析; 变形模式

中图分类号: TU392.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1001-8662(2019)04-0104-08

DOI: 10.13512/j.hndz.2019.04.015

Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls with Beam-Connected Plates

WANG Hao, CHEN Lin, WU Shanhu
(Guangzhou University, Guangzhou 510006, China)

Abstract: Connecting the web plate to the frame beams only can reduce the capacity and stiffness demands of the frame columns. The article puts forward the seismic performance goals and design methods of steel plate shear wall with beam-connected plate, and designs structural systems with different layers and spans. These structures are studied with numerical models by using nonlinear static analysis. Results show that the selection of smaller bay width produces thicker steel plates and stronger boundary elements, and the SPSW-BC structures are provided with more overstrength. With the increase of bay width, the deformation modes of structures change from flexural deformation modes to flexural and shear deformation modes. The taller structures with smaller bay width present obvious flexural deformation mode, which make it difficult to achieve desirable uniform-yielding mechanism of steel plates. The selection of suitable bay width can minimize the member sections and structural

收稿日期: 2019-07-15

作者简介: 王 浩(1991-), 男, 硕士生, 主要从事工程结构抗震研究。E-mail: clchtclcht@163.com

通信作者: 陈 麟(1976-), 女, 博士, 副教授, 主要从事工程结构抗震研究。E-mail: zyfychen@163.com.

weight, consequently produce economical structures.

Keywords: Steel plate shear wall; Beam-connected steel plate; Panel aspect ratio; Nonlinear static analysis; Deformation mode

两边连接钢板剪力墙的内嵌钢板仅与边框梁相连,可以避免钢板拉力带在边框柱上产生弯矩和轴力,从而减小对边框柱的刚度和承载力需求,并消除钢板对边框柱抗震性能的不利影响^[1]。特别是当边框柱为钢管混凝土柱或型钢混凝土柱时,钢板与边框柱的连接不仅构造复杂,而且钢板拉力带的作用容易造成组合柱的破坏^[2]。

廖友武等^[3]对两边连接钢板墙的弹性屈曲承载力进行了分析。郭兰慧、马欣伯等^[4-5]对两边连接钢板墙进行了往复加载试验研究,并分析了钢板高厚比和宽高比对钢板墙性能的影响。Choi等^[6]进行了单跨三层两边连接和四边连接钢板墙的对比试验研究。Vatansever等^[7]对纯框架、两边连接和四边连接钢板墙进行了对比试验研究。曹正罡等^[8]对两边连接和四边连接钢板墙的滞回性能进行了有限元分析。以上研究表明,虽然两边连接钢板墙的刚度和承载力低于四边连接钢板墙,但仍然具有良好的刚度、承载力、延性和耗能能力。钢板高厚比 h/t 和宽高比 L/h 是影响两边连接钢板墙抗震性能的重要参数。

钢板宽高比水平剪力在钢板和边缘框架之间的分配比例影响很大,从而会影响边缘构件的截面设计^[9]。四边连接钢板宽高比的取值范围通常为 $0.8 \leq L/h \leq 2.5$,两边连接钢板宽高比的合理取值范围仍需进一步研究。

本文设计了层数和钢板墙跨度不同的 9 个两边连接钢板剪力墙结构,建立有限元模型进行水平推覆分析。通过对比分析研究了建筑物高度和钢板墙跨度对结构抗震性能的影响。

1 结构模型

1.1 模型参数

设计了 9 个钢框架-两边连接钢板剪力墙模型,层数分别为 4 层、8 层和 12 层,层高均为 3 m,每一种层数又包括三种不同的钢板墙跨度,分别为 3 m、4.5 m 和 6 m,内嵌钢板与边框柱两侧各留 150 mm 缝隙,则钢板宽高比分别约为 0.88、1.48 和 2.08。4 层 4.5m 跨度的模型编号为 S4W4.5,其中 S 代表层数, W 代表跨度,以此方法给全部模型进行编号。

模型平面布置如图 1 所示,平面尺寸均为 15 m×15 m,相同层数的模型具有相同的质量,便于结构抗震性能的对比分析。除钢板墙的边缘框架为刚接外,其余框架均为铰接,则地震作用全部由钢板墙承担,其余框架只承受竖向荷载,因此只需对钢板墙进行抗震设计。楼面恒荷载为 4.5 kN/m²,活荷载为 2.0 kN/m²。抗震设防烈度为 8 度,设计地震分组为第一组,场地类别为 II 类。钢板采用 Q235 钢,框架梁、框架柱采用 Q345 钢。

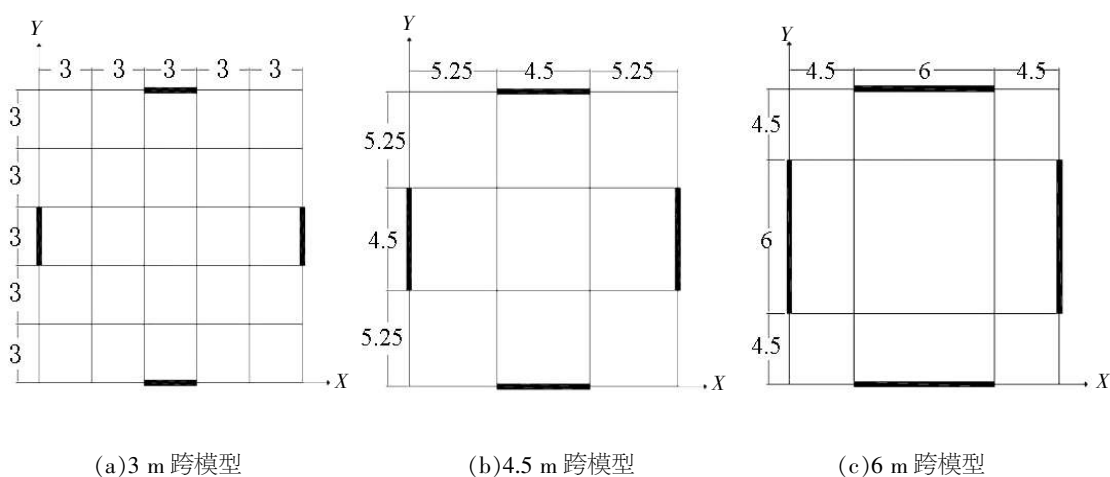


图 1 模型平面布置图

Fig.1 Typical floor plan of models

1.2 设计方法

两边连接钢板墙的抗震设计性能目标为：小震作用下，结构构件均保持弹性，构件无须修复；中震作用下，钢板屈服，少量边框梁端进入塑性，边框柱保持弹性；大震作用下，钢板屈服，边框梁端和边框柱脚进入塑性，防止结构倒塌。设计步骤为：

(1)计算地震剪力。估算结构自振周期，采用底部剪力法计算中震作用下结构各楼层的地震剪力。

(2)设计钢板。假定楼层地震剪力全部由钢板承受，由下式计算钢板厚度：

$$t=\frac{V}{0.5f_yL_T\sin(2\theta)}\tag{1}$$

式中， V 是水平地震剪力， f_y 是钢板的屈服强度， θ 是钢板拉力带与边框柱的夹角， L_T 是拉力带宽度，由下式计算：

$$\theta=0.5\tan^{-1}\left(L_P/h_P\right)\tag{2}$$

$$L_T=L_P-h_P\tan\theta\tag{3}$$

式中， L_P 是钢板宽度， h_P 是钢板高度。

(3)设计边缘构件。边框梁承受钢板屈服后拉力带的作用力，拉力带的竖向分量在边框梁上产生弯矩和剪力，水平分量产生轴力，按压弯构件设计边框梁。两边连接的钢板对边框柱没有附加作用力，边框柱只承受来自边框梁的剪力和弯矩，为确保边框柱在梁端屈服后才进入塑性，柱端弯矩为梁端塑性弯矩，柱轴力为钢板屈服时拉力带在梁端产生的剪力和梁端塑性弯矩产生的梁端剪力之和。按压弯构件设计边框柱。

(4)建立钢板墙的有限元模型，计算结构自振周期，如和估算值相差太大，返回第(1)步重新迭代设计，直至满足要求。

两边连接钢板墙模型的中震设计基底剪力见表 1，构件截面尺寸见表 2 和表 3。从表 1 中可以看出，随着高度增加，模型自重增大，基本自振周期增大，因此 4 层、8 层和 12 层模型的设计基底剪力相差不大。从表 2 中可见，3 m 跨模型的钢板厚度比 4.5 m

跨和 6 m 跨模型的大很多，导致 3 m 跨模型的边框梁和边框柱截面尺寸也是最大的，见表 3 所示。

表 1 模型设计基底剪力
Table1 Design base shear forces of models

模型	S4W3	S4W4.5	S4W6	S8W3	S8W4.5	S8W6	S12W3	S12W4.5	S12W6
基本自振周期/(s)	0.29	0.32	0.29	0.76	0.75	0.63	1.18	1.18	1.07
设计基底剪力/(kN)	947	947	947	990	990	1155	988	988	1074

表 2 钢板厚度
Table 2 Thickness of steelplates

层数	S4W3	S4W4.5	S4W6	S8W3	S8W4.5	S8W6	S12W3	S12W4.5	S12W6
12	4.8	1.7	1.0	11	6.2	2.2	1.4	10	7.8
2.7	1.7	9	9.2	3.1	2.0	83.5	1.5	1.1	10.6
3.5	2.2	75.1	2.2	1.5	11.6	3.9	2.4	66.5	2.8
1.9	12.3	4.2	2.5	57.6	3.3	2.1	13.0	4.4	2.6
4	4.0	1.6	1.2	10.0	3.7	2.4	13.6	4.6	2.7
3	6.6	2.8	1.8	11.0	4.0	2.6	14.0	4.8	2.8
2	8.4	3.6	2.4	11.5	4.3	2.7	14.4	4.9	2.9
1	9.5	4.0	2.6	11.8	4.3	2.8	14.6	5.0	3.0

表 3 边缘构件截面尺寸
Table 3 Sections of boundary elements

模型	边框梁截面/(mm)			边框柱截面/(mm)		
	1~4 层	5~8 层	9~12 层	1~4 层	5~8 层	9~12 层
S4W3	450×300×22×24			600×550×24×38		
S4W4.5	400×250×16×18			450×400×22×28		
S4W6	350×250×16×18			400×350×22×28		
S8W3	450×300×22×24	400×250×18×12		700×650×28×46	650×600×26×42	
S8W4.5	450×250×16×20	400×250×16×18		550×500×24×36	500×400×22×28	
S8W6	400×250×16×18	400×250×14×16		500×450×24×32	400×350×20×26	
S12W3	500×300×26×28	450×300×26×28	450×250×22×24	900×850×40×60	850×800×36×56	800×750×34×52
S12W4.5	450×300×18×22	450×250×18×20	400×250×16×18	650×650×28×46	600×600×26×42	550×550×24×38
S12W6	450×250×16×18	400×250×16×18	400×250×14×18	600×500×28×36	550×450×26×32	500×450×22×32

1.3 建模方法

利用 ABAQUS 软件建立两边连接钢板剪力墙的有限元模型，边缘构件和内嵌钢板均采用 4 节点一阶减缩积分壳单元 S4R 模拟，划分单元尺寸

为 80 mm×80 mm。边框梁端与边框柱翼缘绑定约束(tie 约束)，柱底和钢板底部的边界条件为完全固定，约束所有自由度。钢材本构采用随动硬化构模型，单向应力—应变关系如图 2 所示。

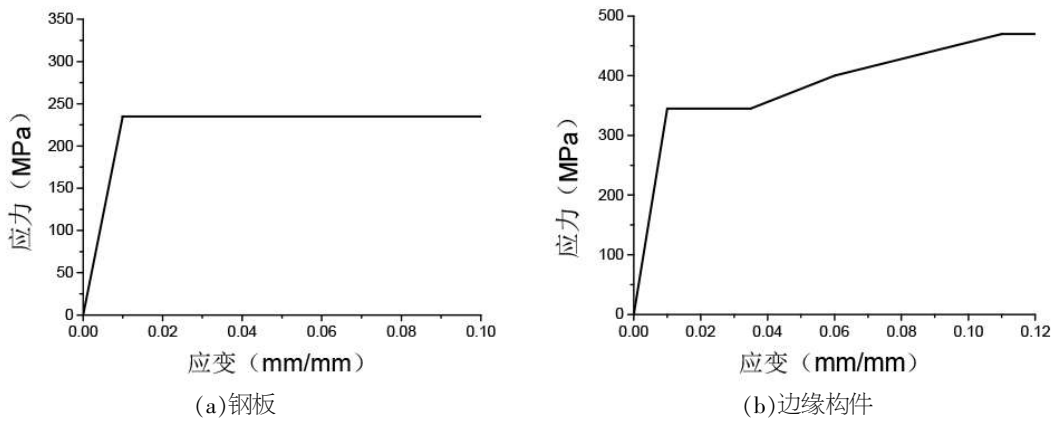


图 2 钢材应力—应变关系
Fig.2 Stress-strain relationship of steel

利用各层钢板的第一阶屈曲模态和相应的比例因子对钢板施加初始缺陷，缺陷幅值取钢板高度的 1/1000。

采用以上建模方法建立文献[10]中钢板墙试件 SC6T 的有限元模型并进行水平往复加载分析，模拟曲线与试验曲线的对比如图 3 所示，吻合良好。

2 承载力和刚度

给钢板墙模型施加倒三角分布的水平荷载，将模型推覆至顶层位移角达到 2.5%。图 4 是这 9

个模型的基底剪力—顶层位移角曲线，曲线上的圆点表示模型的最大层间位移角达到 2.5%，以此作为模型的极限状态。为方便对比，将基底剪力除以表 1 中的中震设计基底剪力，进行归一化处理。从图中可以看出，层数相同的模型，初始刚度很接近，但钢板跨度越小，极限承载力越大。这是因为在相同设计地震力作用下，钢板跨度越小，所需钢板厚度就越大，导致边缘构件尺寸增大，使模型在钢板屈服后仍有较大的承载能力。

随着层数增加，模型高度增大，弯曲作用增强，上部钢板难以剪切屈服，这也是模型 S12W3

的极限承载力约为 3.5 倍设计基底剪力的原因。

图 5 是模型 S4W4.5 在小震、中震设计基底剪力下和最大层间位移角达到 2.5% 时的应力云图。从图中可以看出,小震作用下,钢板和边缘构件的应力均小于 235 MPa,处于弹性状态;中震作用

下,钢板进入塑性,边缘构件应力小于 345MPa,保持弹性状态;极限状态时,钢板、边框梁端和柱脚进入塑性,符合抗震设计的性能目标。说明本文的设计方法是合理可行的。

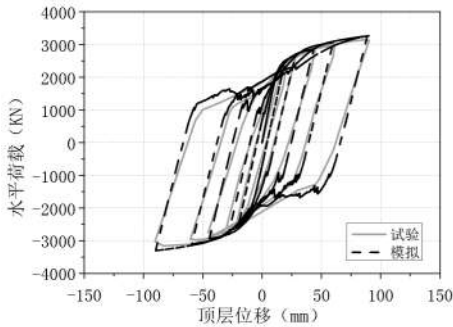


图 3 滞回曲线对比
Fig.3 Comparison of hysteretic curves

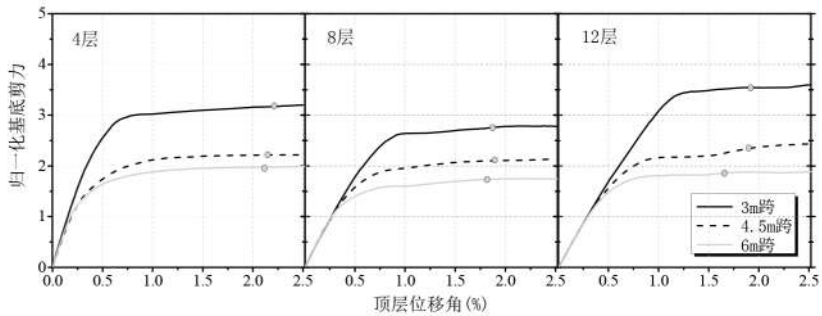


图 4 基底剪力-顶层位移角曲线
Fig.4 Base shear vs top drift curves

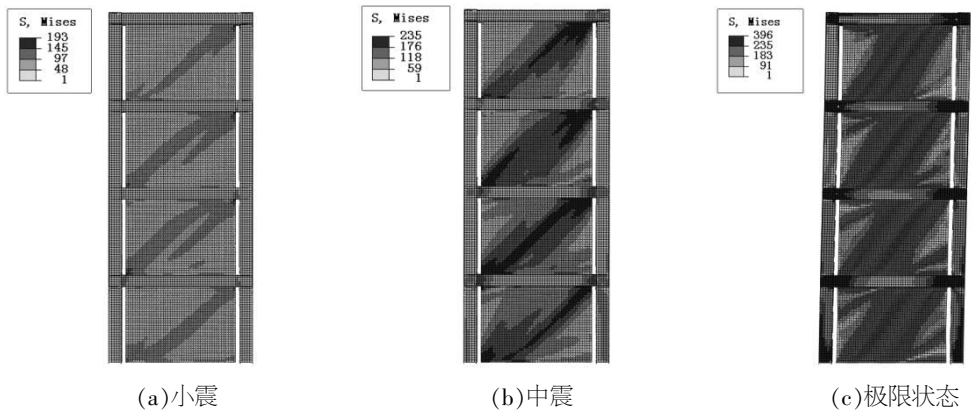


图 5 模型 S4W4.5 的应力云图
Fig.5 Stress cloud diagram for model S4W4.5

表 4 列出了钢板墙极限承载力(F_s)和初始刚度(K_s)与空框架的极限承载力(F_f)和初始刚度(K_f)的比值。从表中可见,设置两边连接的钢板也能明显提高结构承载力和初始刚度。钢板墙跨度越大,钢板对刚度的提高作用越明显。但随着层数增加,钢板对结构初始刚度的提高作用减小。

表 4 承载力、初始刚度的比值
Table 4 Ratios of ultimate load and initial stiffness

跨度/m	4 层		8 层		12 层	
	F_s / F_f	K_s / K_f	F_s / F_f	K_s / K_f	F_s / F_f	K_s / K_f
3	1.79	4.16	1.70	2.39	1.68	1.70
4.5	1.81	6.67	1.89	4.29	2.00	2.08
6	2.13	12.07	2.38	7.12	2.29	4.10

3 变形特征

最大层间位移角达到 2.5% 时,模型的楼层侧移曲线和层间位移角曲线如图 6 所示。从图中可以看出,3 m 跨模型以弯曲型变形为主,随着跨度增大,曲线变形特征由弯曲型向弯剪型转变,在低楼层以弯曲型变形为主,在较高楼层则以剪切型变形为主。层数越多,跨度越大,曲线弯剪型的特征越明显。4 层模型均在第二层达到最大层间位移角,8 层和 12 层模型则在结构中上部达到最大层间位移角。

4 剪力分配

图 7 是两边连接钢板墙模型在最大层间位移角达到 2.5% 时,底层、中间层和顶层钢板分担的

剪力占楼层剪力的比例。

从图中可以看出,对于 4 层、8 层和 12 层模型,都是 6 m 跨钢板墙的钢板承担的剪力比例最大,3 m 跨钢板墙的钢板承担的剪力比例最小。而

由表 2 可知,3 m 跨模型的钢板用钢量是最大的。说明内嵌钢板宽高比太小不仅导致结构设计不经济,还未能充分发挥钢板的抗剪作用。

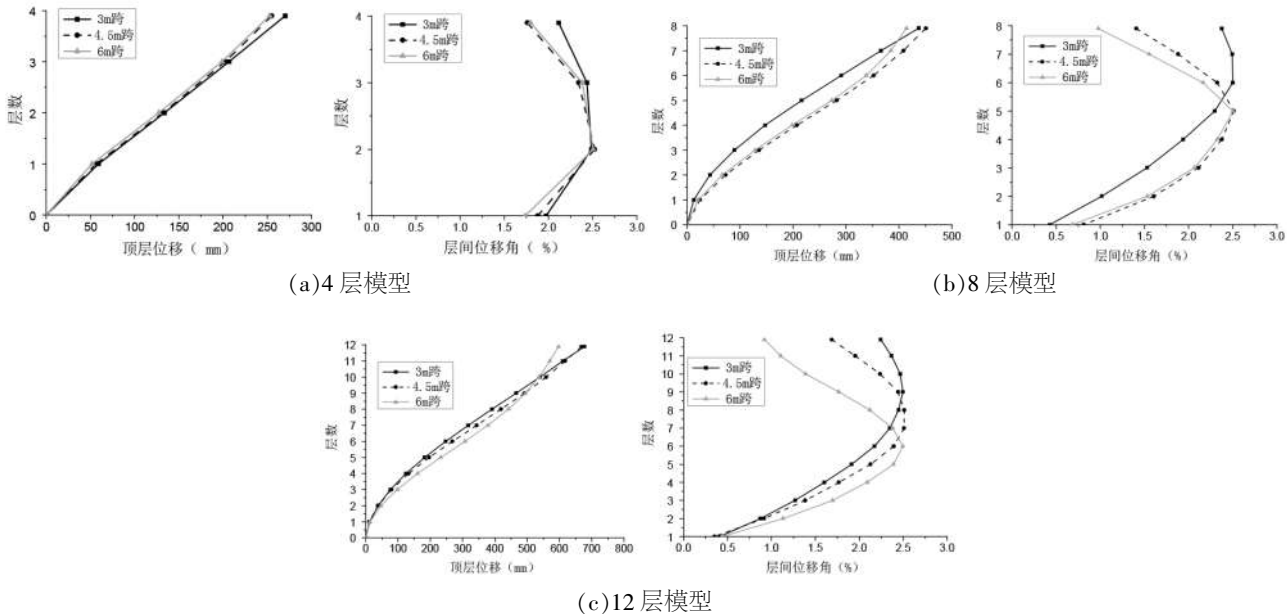


图 6 侧移曲线

Fig.6 Deformation curves

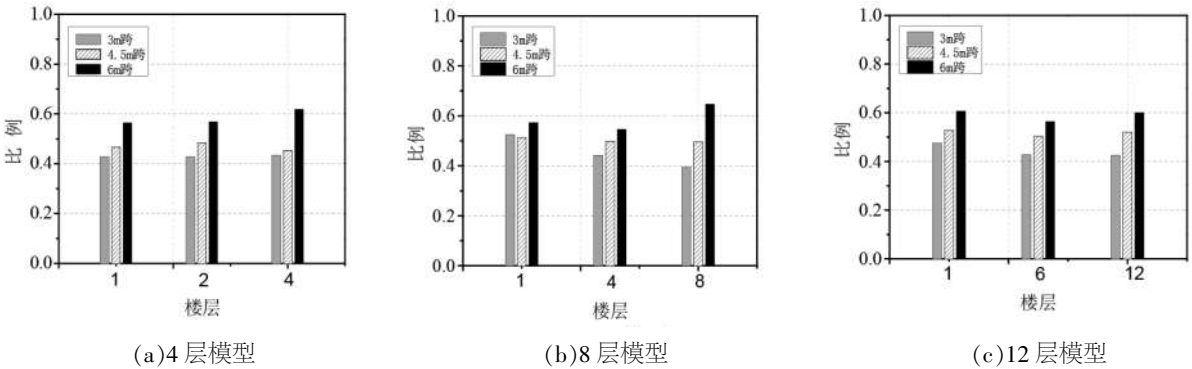


图 7 剪力分配

Fig.7 Distribution of shear forces

5 边框柱轴力

最大层间位移角达到 2.5% 时,模型边框柱的轴力沿高度的分布曲线如图 8 所示。本文模型中未考虑竖向荷载对边框柱的作用,因此边框柱轴力等于边框梁端剪力,包括钢板拉力带竖向分量在梁端产生的剪力和梁端弯矩在梁端产生的剪力。从图中可见,层数越多,底层边框柱轴力越大,这是因为柱轴力是层层叠加的。层数相同的模型,跨度越大,边框柱轴力越小,这是因为钢板厚度

随跨度增大而减小,形成的拉力带在梁端产生的剪力减小,另一方面跨度增大,梁端弯矩产生的剪力也减小。3 m 跨模型的边框柱轴力比 4.5 m 跨、6 m 跨模型的大得多,而 4.5 m 跨和 6 m 跨模型的边框柱轴力相差并不是很大。这也说明 3 m 跨模型不经济。

6 滞回性能

限于篇幅,仅以模型 S4W4.5 的滞回曲线为例

说明两边连接钢板墙的滞回性能。基于倒三角水平荷载分布模式，对模型 S4W4.5 进行往复水平荷载推覆分析，滞回曲线如图 9 所示。从图中可见，

钢板墙和边缘框架的滞回曲线较饱满，但内嵌钢板由于没有边框柱的约束，其滞回曲线有明显的捏缩现象。

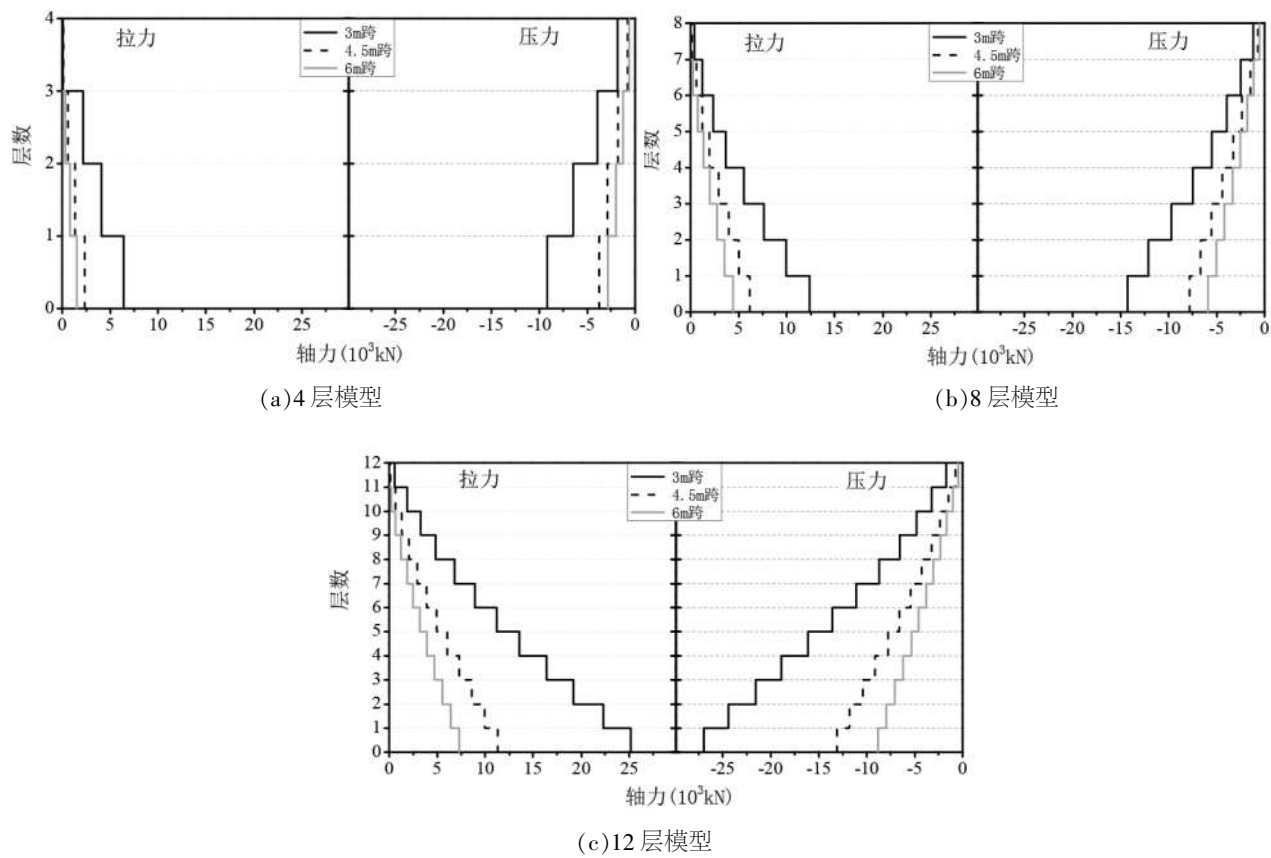


图 8 边框柱轴力

Fig.8 Axial forces of vertical boundary elements

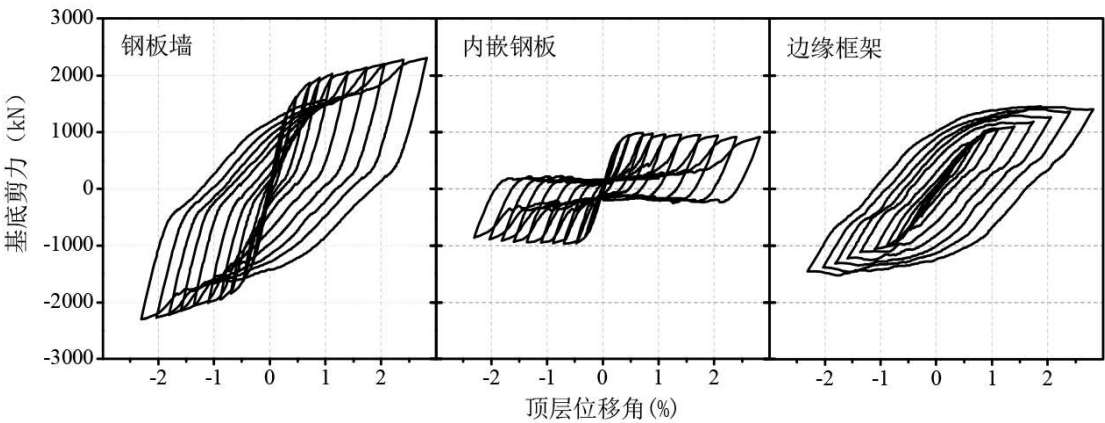


图 9 钢板墙、钢板和边框滞回曲线

Fig.9 Hysteresis curves of steel plate shear wall, shear panel and boundary frame

图 10 是将模型水平往复推覆至最大层间位移角达到 2.5%时，一~四层钢板墙的滞回曲线。由图可见，最大层间位移角发生在第 2 层。第 1 层

和第 2 层钢板墙的滞回曲线都很饱满，顶层钢板墙的滞回环较小，耗能能力较差。

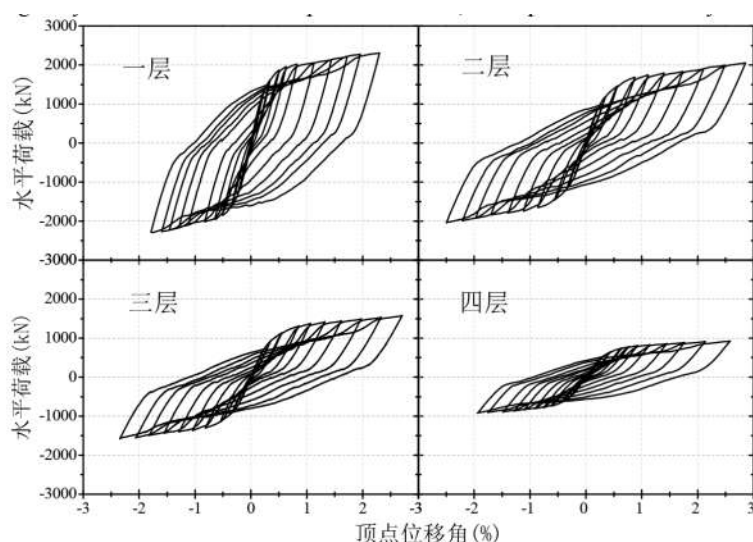


图10 一~四层钢板墙滞回曲线

Fig.10 Hysteresis curves of 1~4 stories

7 结论

本文提出了两边连接钢板剪力墙结构的抗震性能目标和设计方法,设计了层数和跨度不同的9个两边连接钢板剪力墙结构体系,利用ABAQUS软件建立有限元模型进行水平推覆分析,得到以下结论:

(1) 利用中震设计基底剪力计算内嵌钢板厚度的设计方法,可以使两边连接钢板剪力墙结构达到预期的抗震性能目标。

(2) 设置两边连接的钢板能明显提高结构承载力和初始刚度。两边连接钢板墙跨度越小,所需钢板厚度就越大,导致边缘构件尺寸增大,结构在钢板屈服后仍有较大的承载能力。层数越多,跨度越小,结构弯曲作用就越明显,上部钢板不易屈服。

(3) 随着跨度增大,两边连接钢板墙的侧移曲线变形特征由弯曲型向弯剪型转变。

(4) 两边连接钢板墙和边缘框架的滞回曲线较饱满,但内嵌钢板的滞回曲线有明显的捏缩现象。

(5) 工程设计中选取合适的钢板墙跨度可以减小构件截面尺寸和用钢量,使结构设计更为经济。根据本文分析结果,建议两边连接钢板墙的跨度宜大于4.5 m,即两边连接的钢板宽高比不宜小于1.4。

参考文献:

- [1] 徐嫚,王玉银,张素梅. 两边连接钢板剪力墙抗剪静力性能研究[J]. 工业建筑,2009,39(3):107-111.
- [2] 王先铁,贾贵强,杨航东,宋文俊. 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):10-15.
- [3] 缪友武,董全利,郭彦林. 两侧边开缝钢板剪力墙弹性屈曲分析[J]. 钢结构,2007,22(9):95-98.
- [4] Lanhui Guo, Qin Rong, Xinbo Ma, Sumei Zhang. Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only [J]. International Journal of Steel Structures, 2011, 11(4): 467-479.
- [5] 马欣伯,张素梅,郭兰慧. 两边连接钢板剪力墙试验与理论分析[J]. 天津大学学报,2010,43(8):697-704.
- [6] Choi I R, Park H G. Steel plate shear walls with various infill plate designs [J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(7): 785-796.
- [7] Vatansever C, Yardimci N. Experimental investigation of thin steel plate shear walls with different infill-to-boundary frame connections [J]. Steel Composite Structures, 2011, 11(3): 251-271.
- [8] 曹正罡, 杜鹏, 邱星玮等. 三类薄钢板剪力墙滞回性能及选型[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2014, 46(10): 10-16.
- [9] Gholipour M, Alinia MM. Behavior of multi-story code-designed steel plate shear wall structures regarding bay width [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 122: 40-56.
- [10] Park HG, Kwack JH, Jeon SW, et al. Framed steel plate wall behavior under cyclic lateral loading [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(3): 378-388.