

# 形状优化的装配式软钢阻尼墙抗震性能 及其对钢框架结构变形的控制

陈 岩<sup>1,2</sup>, 李 妍<sup>2</sup>

(1. 长春建筑学院 土木工程学院, 吉林 长春 130607;  
2. 吉林建筑大学 土木工程学院, 吉林 长春 130118)

**摘 要:** 本文设计了一种新型装配式软钢阻尼墙并优化其形状,给出了细部构造以及抗剪承载力计算公式,并通过 5 组拟静力数值仿真计算对比分析了阻尼墙形状优化前后的力学性能,结果表明:本文的计算公式误差在 2% 左右,经过优化的阻尼墙累积塑性应变减小 80% 以上,缓解了应力集中问题,使得耗能分布更加均匀,提高了延性,延长了阻尼墙工作范围与时间。将 1 组典型的优化型软钢阻尼墙放进 1 榀 3 跨的钢框架结构进行地震响应分析,结果表明:矩形软钢阻尼墙中震工况可最多减小结构 54.3% 的最大层间位移角,大震工况可减小结构 65.8% 的最大层间位移角,而优化型的软钢阻尼墙可以在矩形阻尼墙的减震控制效果基础上,分别对中震和大震工况最多提升 19.3% 和 30.1% 的变形控制能力。本文基于装配式思想设计的阻尼墙可有效避免焊接热应力的影响,震后可对损伤的阻尼墙快速拆装,便于提高结构的震后功能恢复能力。

**关键词:** 装配式; 软钢阻尼墙; 形状优化; 钢框架结构; 地震可恢复性  
**中图分类号:** TU391      **文献标识码:** A      **文章编号:** 2095-0985(2020)03-0039-06

## Seismic Behavior of Fabricated Soft Steel Damping Wall with Optimized Shape and Control of Deformation of Steel Frame Structure

CHEN Yan<sup>1,2</sup>, LI Yan<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Changchun University of Architecture and Civil Engineering, Changchun 130607, China; 2. School of Civil Engineering, Jilin Jianzhu University, Changchun 130118, China)

**Abstract:** In this paper, a new type of fabricated soft steel damping wall is designed and its shape is optimized. The detailed structure and the calculation formula of shear bearing capacity are given. The mechanical properties of the damping wall before and after the shape optimization are compared and analyzed by five groups of quasi-static numerical simulation. The results show that the error of the calculation formula is about 2%, the cumulative plastic strain of the optimized damping wall is reduced by more than 80%, which relieves the stress concentration, makes the distribution of energy dissipation more uniform, improves ductility and prolongs the working range and time of damping wall. A group of typical optimized soft steel damping walls are put into a 3-span steel frame structure for seismic response analysis. The results show that the maximum inter story displacement angle of the structure can be reduced by 54.3% under the moderate earthquake condition, 65.8% under the large earthquake condition, and the optimized soft steel damping wall can be divided into two parts based on the damping control effect of the rectangular damping wall. The deformation control ability of 19.3% and 30.1% can be improved at most for moderate and large earthquakes. In this paper, the damping wall designed based on the idea of assembly can effectively avoid the influence of welding thermal stress. After the earthquake, the damaged damping wall can be disassembled quickly, which is convenient to improve the function recovery ability of the structure after the earthquake.

**Key words:** assembly; soft steel damping wall; shape optimization; steel frame structure; seismic resilience

地震往往会造成巨大经济损失与人员伤亡,减小地震对建筑结构的损伤并在震后可快速恢复功能日益引起世界地震工程界的广泛关注<sup>[1,2]</sup>。而近年来,随着我国城市建设水平的不断提高,高层钢结构被越来越多地应用于经济核心区的工业建筑、商业建筑以及城市地标性建筑,该类建筑人口密集且功能相对复杂,一旦地震中断功能,将影响整个城市的运转,为减小结构在地震中的损伤,提高震后可快速恢复能力,一个行之有效的方法是将地震产生的能量引导到不易损伤且易于修复的构件上去,利用该类构件强大的塑性变形能力以及往复滞回性能来耗散地震能量,保护主体结构不受损伤,震后通过更换该类构件实现主体结构的功能恢复,这种构件亦称为阻尼墙。

1972 年 Kelly 等<sup>[3]</sup>提出的剪切钢板阻尼墙 (Steel Panel Wall, SPW),被广泛应用于高层结构的消能减震中,矩形耗能墙片通过焊接与其他部分连在一起,而研究表明,焊接区域存在两种不利应力,一是由弯矩与剪切力共同引起的等效应力过于集中,二是焊接热应力对阻尼墙的承载力削弱十分明显<sup>[4]</sup>。国内外学者通过引入加劲肋、局部削弱耗能墙片厚度以及运用多种材料合成等手段来改善上述问题<sup>[5-7]</sup>。但并未从根本上改善连接区域的等效应力集中以及热应力显著的问题。

本文针对上述两个问题,设计了一种无焊接装配式构造的形状优化软钢阻尼墙 (Steel Optimized Panel Wall, SOPW),如图 1 所示。通过 5 种高宽比的 SPW 与 SOPW 进行拟静力对比数值仿真分析,检验本文优化方法的效果,并将其应用于某典型结构的 1 榀 3 跨 9 层钢框架结构中进行动力分析,检验本文提出的阻尼墙减震能力。

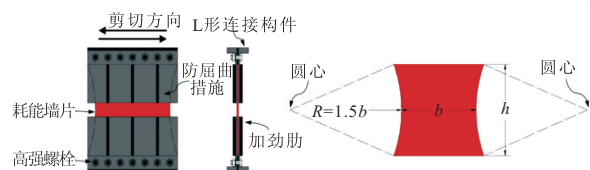


图 1 阻尼墙的构造

## 1 阻尼墙的构造与设计公式推导

### 1.1 阻尼墙的构造

为了解决传统钢板阻尼墙连接区域的焊接热应力问题,本文利用螺栓连接设计了可更换型阻

尼墙。其构造形式如图 1 所示,包括耗能墙片、L 形连接构件,由于耗能墙片的高厚比较大,易出现面外屈曲,为此设计了两侧的防屈曲措施并与支座连为一体,L 形连接构件与上下框架梁之间可以通过承压型螺栓连接,也可以将这部分提前与梁焊接在一起。耗能墙片的有效高度为  $h$ ,宽度为  $b$ ,厚度为  $t$ 。为了提高阻尼墙的耗能能力,本文将传统矩形阻尼墙的形状进行如下规则优化:如图 1 中的耗能墙片所示,以 1.5 倍墙片宽度为半径,沿墙片中位线向左右两侧设定圆心画圆,与墙片的上下边缘相交组成优化型的耗能墙片形状,下面对其力学性能以及耗能能力进行讨论。

### 1.2 阻尼墙的设计公式推导

首先推导矩形阻尼墙的承载力公式,若给定阻尼墙受到的剪切力为  $V$ ,取  $V_1, V_2$  为  $V$  的两个代表值,则由剪切力  $V_1$  引起的阻尼墙边缘弯矩  $M$  为:

$$M = V_1 h / 2 \quad (1)$$

那么由弯矩  $M$  引起的横截面正应力最大值为:

$$\sigma = \frac{Mh}{2I} \quad (2)$$

式中:墙体截面的惯性矩  $I = tb^3/12$ ,  $t$  为耗能墙片的厚度。

由剪切力  $V_2$  引起的截面剪应力为:

$$\tau = \frac{1.5V_2}{tb} \quad (3)$$

式中:系数取值 1.5 是由于剪应力沿横截面呈抛物线分布,因此取为峰值。

因此,当给定阻尼墙的尺寸以及材料强度时,其端部的剪切力  $V$ ,即抗剪承载力可按照下式计算:

$$V = \min[V_1, V_2] \quad (4)$$

优化型阻尼墙的承载力  $V_o$  可按下式计算:

$$V_o = \alpha V \quad (5)$$

式中: $\alpha$  为强度修正系数,其取值将在下文中进行进一步讨论。

## 2 阻尼墙数值仿真

### 2.1 材性试验

为了充分发挥阻尼墙的耗能能力,本文采用低屈服点 LYP160 钢材的本构模型进行数值仿真分析。根据 GB/T 228.1—2010《金属材料拉伸试

验方法》对耗能墙片进行 4 个标准材性试验,如图 2 所示,采用 50 mm 量程引伸计测位移,荷载通过材性试验机读取,除去 1 个断裂位置在引伸计测量位置之外的试验件,其余 3 个试验结果列于表 1,平均屈服强度 195 MPa,平均极限强度 301.4 MPa,极限应变的平均值为 69.4%,强屈比平均为 1.55,可见低屈服点钢材表现出良好的延性,适用于制作耗能构件。

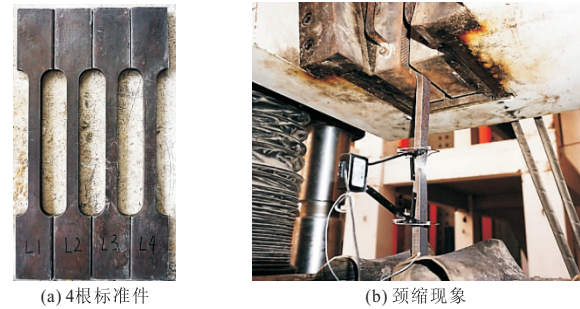


图 2 材性试验构件及测试装置

表 1 材性试验结果

材性 试件	厚度 /mm	屈服强度 /MPa	极限强度 /MPa	极限应 变/%	强屈比
L-1	6.15	192.3	297.8	65.9	1.55
L-2	6.05	197.2	304.7	69.4	1.55
L-3	6.20	195.5	301.6	72.8	1.54
均值	6.13	195.0	301.4	69.4	1.55

2.2 参数设计

为了比较阻尼墙优化前后的力学性能,参考文献[8~10]中尺寸,设计 5 组厚度  $t$  为 6 mm,高宽比  $\lambda$  ( $\lambda=h/b$ ) 分别为 0.9,1.0,1.1,1.2,1.3 的软钢阻尼墙进行拟静力仿真模拟,每组均设有一个等高等宽的矩形阻尼墙进行对比,参数如表 2 所示。采用有限元软件 ABAQUS 进行仿真分析,选择 3D-shell 单元模拟耗能墙片,材料强化模型采用非线性随动硬化模型,屈服点取 195 MPa,塑性本构关键参数如表 3 所示。如图 3 所示,首先定义上下 2 个刚性连接,将边缘约束等效为节点约束,根据实际边界条件,将墙片下端固定,上端约束转动,并施加水平往复荷载,加载制度如图 4 所示,约束所有节点的面外位移。

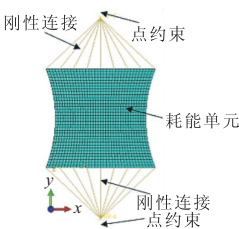


图 3 阻尼墙仿真模型

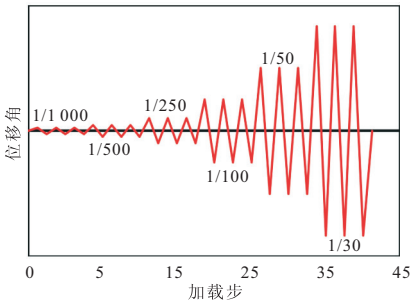


图 4 拟静力加载制度

表 2 模型参数

编号	$h/\text{m}$	$b/\text{m}$	$\lambda$	类型
SOPW-1	3.30	3.67	0.9	优化型
SPW-1	3.30	3.67	0.9	传统型
SOPW-2	3.30	3.30	1.0	优化型
SPW-2	3.30	3.30	1.0	传统型
SOPW-3	3.30	3.00	1.1	优化型
SPW-3	3.30	3.00	1.1	传统型
SOPW-4	3.30	2.75	1.2	优化型
SPW-4	3.30	2.75	1.2	传统型
SOPW-5	3.30	2.54	1.3	优化型
SPW-5	3.30	2.54	1.3	传统型

表 3 仿真模型本构关键参数

塑性应变	0.000	0.090	0.145	0.219	0.415	0.559
应力/MPa	195.0	254.4	270.6	278.0	270.6	206.7

2.3 数值仿真结果分析

图 5 所示为数值仿真得到的 1 组典型的阻尼墙优化前后滞回曲线,优化后的阻尼墙承载力增加,滞回环面积增大,说明其耗能能力更强;而且,相比优化前的阻尼墙而言,优化型阻尼墙的承载力变化较为稳定,从进入屈服至加载结束,滞回曲线上的每一个工况下的峰值力几乎保持在一条水平线上,说明优化型阻尼墙的力学性能稳定,可以稳定地耗散地震能量。将 5 组阻尼墙的优化耗能超越比  $\eta$  (优化前阻尼墙耗能与优化后阻尼墙的比值)列于表 4,由表可知,在 1/1000 剪切角时,阻尼墙优化耗能超越比为 0,此时各模型保持弹性;在 1/500 剪切角时,优化后的阻尼墙耗能超越比均超过 100%,最大至 135.2%,说明优化型阻尼墙在相同位移工况下,耗能能力明显提高。将 5 组阻尼墙的累积塑性应变列于表 5,该物理量为金属变形能力的重要指标,可直观反映金属低周疲劳性能。由表 5 可知,优化后的阻尼墙累积塑性应变均减小了 80% 以上,说明阻尼墙的形状经过优化以后,在相同位移工况下,金属的疲劳效应明显减轻;图 6 为阻尼墙优化前后累积塑性应变分布云图,可以看出,传统形状的阻尼墙四个角部区域的应力非常集中,而优化后的阻尼墙塑性分



布更加均匀,应力集中现象得到了明显改善,这样的受力模式极大地提高了阻尼墙的耗能能力与力学稳定性能。

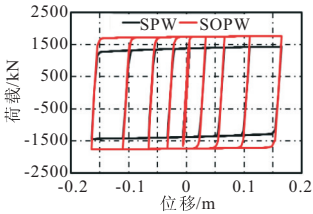


图 5 典型的(λ=1.1)阻尼墙优化前后滞回曲线

表 4 阻尼墙优化耗能超越比 η %

剪切角	η-1	η-2	η-3	η-4	η-5
1/1000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1/500	117.5	118.2	125.4	115.0	122.5
1/250	128.2	124.4	134.5	128.1	129.7
1/100	135.2	128.4	124.5	118.5	119.5
1/50	133.5	128.3	128.5	122.9	119.2
1/30	134.2	128.5	124.2	125.9	118.2
1/20	133.2	129.1	125.6	122.3	119.6

注:η=  $E_{SOPW}/E_{SPW} \times 100\%$ , E 为阻尼墙耗能量

表 5 阻尼墙优化前后累积塑性应变 ε

组号	1	2	3	4	5
ε <sub>SOPW</sub>	1.07	0.98	0.83	1.13	1.14
ε <sub>SPW</sub>	5.81	5.75	5.89	6.15	5.93
ε <sub>SOPW</sub> /ε <sub>SPW</sub> /%	18.5	17.2	14.1	18.5	19.3

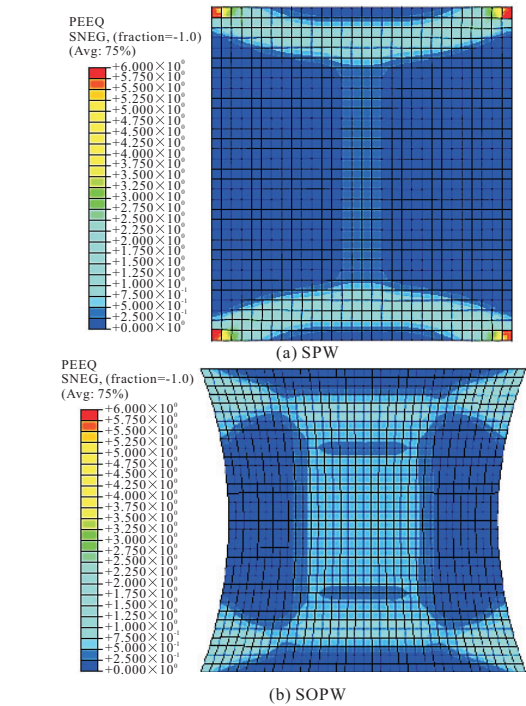


图 6 阻尼墙优化前后累积塑性应变云图

将抗剪承载力的公式计算结果与有限元结果进行比较,结果列于表 6。由表 6 可知,SPW 的设计公式计算结果与有限元结果误差在 2% 左右,验证了计算公式的准确性。由 SOPW 与 SPW 的

有限元计算结果可以看出,相同 λ 的 SOPW 承载力约为 1.25 倍的 SPW,因此建议公式中强度修正系数 α 取 1.25。

表 6 阻尼墙抗剪承载力

组 号	1	2	3	4	5
SPW 公式计算值/kN	1588.9	1287.0	1063.6	893.8	761.5
SPW 有限元结果/kN	1622.3	1306.3	1093.4	911.6	780.6
SPW 有限元结果误差/%	2.1	1.5	2.8	2.0	2.5
SOPW 有限元结果/kN	1989.3	1613.9	1328.5	1117.2	954.2
α	1.252	1.254	1.249	1.25	1.253

3 钢框架地震响应控制分析

为了控制钢结构的损伤,提高钢结构地震可恢复性能,根据结构与构件的尺寸,将第 3 组 SOPW 应用于某典型 1 榀 3 跨的 9 层钢框架结构<sup>[11]</sup>,该结构层高 3.3 m,柱距 4.5 m,8 度设防,Ⅱ类场地,各层均布恒载 8.0 kN/m<sup>2</sup>,均布活载 2.0 kN/m<sup>2</sup>。为了提高运算效率并且说明问题,本文仅研究该结构的平面力学行为,各层荷载平均分配到梁柱节点。结构构件材料采用 Q235 级钢,数值本构采用随动硬化模型,屈服点为 235 MPa,弹性模量为 2.06×10<sup>5</sup> MPa,泊松比为 0.3。而 SOPW 阻尼墙仍采用低屈服点钢 LYP160,本构关系按照上文材性试验的真实数据输入。结构的梁、柱截面分别为 H200×200×8×12 和 H250×250×9×14,在有限元软件中分别采用梁、柱单元进行建模,梁柱之间固定连接,阻尼墙与梁之间固定连接,结构与地基固定连接,约束结构的面外位移,有限元模型如图 7 所示。原始结构用 OR (Original) 表示,消能结构用 EC (Energy Consumption) 表示,带有矩形 (Rectangle) 阻尼墙的消能结构为 EC-R,带有优化型 (Optimized) 阻尼墙的耗能结构为 EC-O。

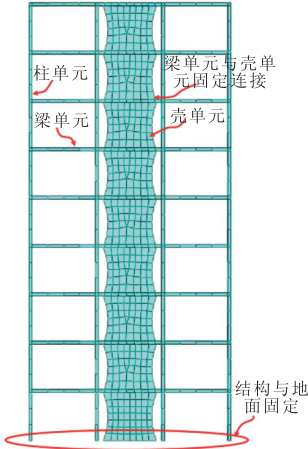


图 7 钢框架结构有限元模型

本文按照地震反应谱接近设计谱的原则,对该结构底部输入 El-Centro 地震动、卧龙地震动、Taft 地震动,地震反应谱如图 8 所示,时程如图 9 所示。加速度峰值 PGA 分别为 0.2g(中震)与 0.4g(大震),提取结构在中震与大震下的地震响应。图 10 所示为消能结构与传统结构的最大层间位移角对比曲线。

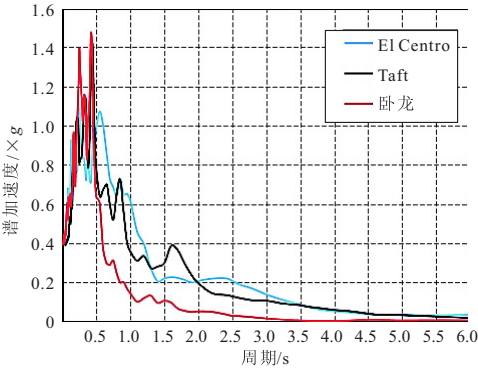


图 8 3 条地震动反应谱

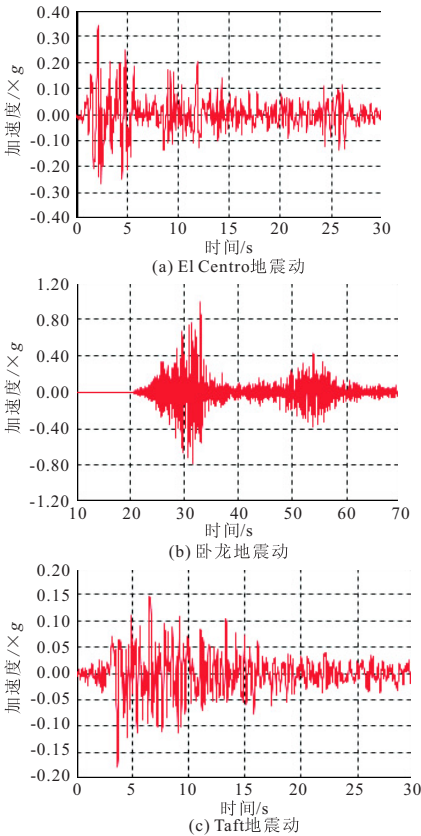


图 9 3 条地震动加速度时程

(1)如图 10a,10b 所示,当输入 El-Centro 地震动,PGA=0.2g 时,传统结构的 2~6 层最大层间位移角均超过 1/250 的限值<sup>[12]</sup>,最大出现在第 3 层为 1/172,均进入塑性损伤,而消能结构 EC-R 的最大层间位移角为 1/376,EC-O 的最大层间位移角为 1/466,均出现在结构第 5 层,即大部分梁、柱构件保持弹性,阻尼墙开始耗能,说明中震

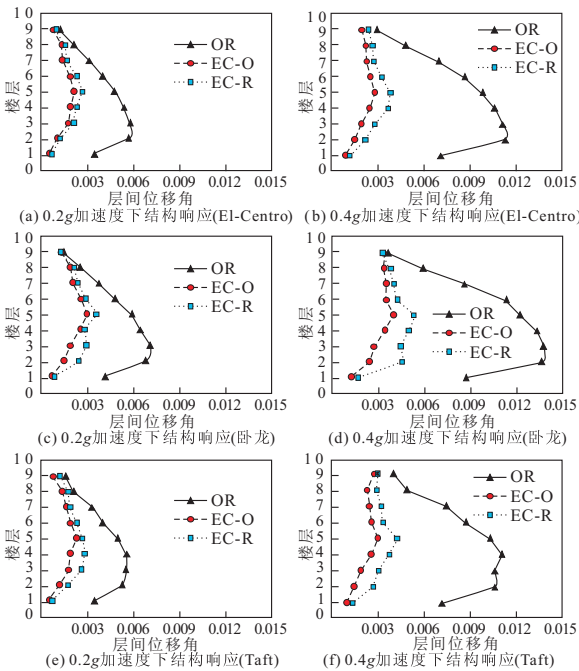


图 10 消能结构与原始结构层间位移角比较

工况下结构基本完好;当 PGA=0.4g 时,传统结构第 2 层为薄弱层,层间位移角最大为 1/88,而消能结构 EC-R 的最大层间位移角为 1/257,EC-O 的最大层间位移角为 1/350,均出现在结构第 5 层。可见,矩形软钢阻尼墙中震工况可减小结构 54.3% 的最大层间位移角,大震工况可减小结构 65.8% 的最大层间位移角,而优化型的软钢阻尼墙可以在矩形阻尼墙的减震控制效果基础上,分别对中震和大震工况提升 19.3% 和 26.6% 的变形控制能力。

(2)如图 10c,10d 所示,当输入卧龙地震动,PGA=0.2g 时,传统结构的 2~6 层最大层间位移角均超过 1/250 的限值<sup>[9]</sup>,均进入塑性损伤,最大出现在第 3 层为 1/140,而消能结构 EC-R 的最大层间位移角为 1/280,EC-O 的最大层间位移角为 1/340,均出现在第 5 层,即大部分梁、柱构件保持弹性,阻尼墙开始耗能,说明中震工况下结构基本完好;当 PGA=0.4g 时,传统结构第 3 层为薄弱层,层间位移角最大为 1/72,而消能结构 EC-R 的最大层间位移角为 1/191,EC-O 的最大层间位移角为 1/251,均出现在结构第 5 层。可见,矩形软钢阻尼墙中震工况可减小结构 50% 的最大层间位移角,大震工况可减小结构 62.3% 的最大层间位移角,而优化型的软钢阻尼墙可以在矩形阻尼墙的减震控制效果基础上,分别对中震和大震工况提升 17.6% 和 23.9% 的变形控制能力。

(3)如图 10e,10f 所示,当输入 Taft 地震动,PGA=0.2g 时,传统结构的 2~6 层最大层间位移

角均超过  $1/250$  的限值<sup>[9]</sup>,均进入塑性损伤,最大出现在第 4 层为  $1/180$ ,而消能结构 EC-R 的最大层间位移角出现在第 4 层为  $1/354$ ,EC-O 的最大层间位移角出现在第 5 层为  $1/426$ ,即大部分梁、柱构件保持弹性,阻尼墙开始耗能,说明中震工况下结构基本完好;当  $PGA=0.4g$  时,传统结构第 4 层为薄弱层,层间位移角最大为  $1/90$ ,而消能结构 EC-R 的最大层间位移角为  $1/235$ ,EC-O 的最大层间位移角为  $1/336$ ,均出现在结构第 5 层。可见,矩形软钢阻尼墙中震工况可减小结构 49.2% 的最大层间位移角,大震工况可减小结构 61.7% 的最大层间位移角,而优化型的软钢阻尼墙可以在矩形阻尼墙的减震控制效果基础上,分别对中震和大震工况提升 16.9% 和 30.1% 的变形控制能力。

## 4 结 论

本文针对矩形软钢阻尼墙进行形状优化,给出设计公式,通过有限元软件进行数值仿真分析,得到如下结论:

(1)通过设计公式与有限元计算结果对比,本文给出的矩形阻尼墙设计公式与有限元误差在 2% 左右,验证了公式的准确性。进一步讨论了优化型阻尼墙的承载力修正系数  $\alpha$ ,本文数值模拟结果表明  $\alpha$  接近 1.25。

(2)数值仿真分析表明,本文优化的装配式软钢阻尼墙明显缓解了应力集中现象,减少了 80% 以上的累积塑性应变,能够最多增加 30% 的耗能,而且延性更好,在大位移下仍能良好的工作。

(3)矩形阻尼墙中震工况可最多减小结构 54.3% 的最大层间位移角,大震工况可减小结构 65.8% 的最大层间位移角,而优化型的软钢阻尼墙可以在矩形阻尼墙的减震控制效果基础上,分别对中震和大震工况最多提升 19.3% 和 30.1% 的变形控制能力。

(4)基于装配式思想设计的阻尼墙可有效避免焊接热应力的影响,震后可对损伤的阻尼墙快速拆装,便于提高结构的震后功能恢复能力。而且,装配式构造可以适用于钢结构后期加固改造或者提高抗震设防烈度,亦可以缩小尺寸用于位移

较大的结构位置,如核心筒连梁、梁柱节点附近。

## 参 考 文 献

- [1] Mahin S. Lessons from Recent Earthquakes: the Need for more Resilient Cities[C]//Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake. Tokyo, Japan: 2012: 31-42.
- [2] National Research Council. National Earthquake Resilience: Research, Implementation, and Outreach[R]. Washington D C: The National Academies Press, 2011.
- [3] Kelly J M, Skinner R I, Heine A J. Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures[J]. Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering, 1972, 5(3): 63-88.
- [4] Chen Z, Ge H, Usami T, et al. Hysteretic model of stiffened shear panel dampers[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(3): 478-483.
- [5] Ohsaki M, Nakajima T. Optimization of link member of eccentrically braced frames for maximum energy dissipation[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 75: 38-44.
- [6] Zhang C, Zhang Z, Shi J. Development of high deformation capacity low yield strength steel shear panel damper[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 75: 116-130.
- [7] Liu Y, Aoki T, Shimoda M. Strain distribution measurement of a shear panel damper developed for bridge structure [J]. Journal of Structures, 2013, 2013: 615275-1-11.
- [8] Rai D C, Annam P K, Pradhan T. Seismic testing of steel braced frames with aluminum shear yielding dampers[J]. Engineering Structures, 2013, 46: 737-747.
- [9] Xu L Y, Nie X, Fan J S. Cyclic behaviour of low-yield-point steel shear panel dampers[J]. Engineering Structures, 2016, 126: 391-404.
- [10] Chen Z, Dai Z, Yu H, et al. Numerical simulation of large deformation in shear panel dampers using smoothed particle hydrodynamics[J]. Engineering Structures, 2013, 48: 245-254.
- [11] 王玉钊,傅传国. ABAQUS 结构工程分析及实例详解[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [12] GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S].