

# 钢柱-钢板剪力墙耦合结构性能化抗震设计及评估

赵家正<sup>1</sup>, 张博<sup>1</sup>, 伍云天<sup>1,2</sup>

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

**摘要:**钢柱-钢板剪力墙(steel column-steel plate shear wall, SC-SPSW)是利用钢连梁连接钢板剪力墙和两侧钢柱形成的耦合结构体系。该体系可以充分发挥钢板剪力墙、钢连梁和钢柱之间的耦合作用,改善传统钢板剪力墙的缺点,具有良好的抗震性能。采用基于能量平衡的塑性设计理念,并结合相关规范推导出 SC-SPSW 体系的设计方法。利用 SAP2000 软件建立了 12 个不同高度、不同耦合比(coupling ratios, CR)的 SC-SPSW 算例,并对其进行了拟静力分析和动力时程分析,研究结构的屈服机制以及耦合比对结构受力性能的影响。研究表明,应用该设计方法的结构算例能够满足预期的理想屈服机制,具有良好的抗震性能,并对不同高度的 SC-SPSW 体系的 CR 选择提出了建议。

**关键词:**耦合体系;耦合比;塑性设计;Push-over 分析;非线性动力分析

中图分类号:TU398

文献标识码:A

## Performance-based seismic design and evaluation of steel column-steel plate shear wall coupled system

ZHAO Jiazheng<sup>1</sup>, ZHANG Bo<sup>1</sup>, WU Yuntian<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

**Abstract:** The steel column-steel plate shear wall coupled structure (SC-SPSW) uses steel coupling beams to connect the steel plate shear wall and the steel columns on both sides. The system can make full use of the coupling effect between steel plate shear wall, coupling beams and steel columns to improve the shortcomings of traditional steel plate shear walls and have favourable seismic performance. This paper adopts plastic design based on energy concept, and derives the design method of SC-SPSW system by combining with relevant codes. Using SAP2000 software, twelve SC-SPSW system cases with different heights and coupling ratios (CR) were designed and carried out by static analysis and dynamic time history analysis to investigate the yielding mechanism and the influence of the coupling ratio on the seismic performance. It is shown that all SC-SPSW systems applying this design method can achieve the ideal yielding mechanism with excellent seismic performance. Suggestions are also made in terms of the appropriate selection of CR for different structural heights.

**Key words:** coupled system; couple ratio; plastic design; Push-over analysis; nonlinear dynamic analysis

## 0 引言

钢板剪力墙结构体系凭借其塑性性能优越、滞回特性稳定的优点,十分适用于高烈度地震区的建

收稿日期:2022-11-07; 修回日期:2022-12-26

基金项目:国家自然科学基金项目(51978101)

作者简介:赵家正(1998—),男,硕士研究生,主要从事工程抗震研究。E-mail:zgzzjz@163.com

通讯作者:伍云天(1979—),男,教授,博士,主要从事工程抗震研究。E-mail:yuntianw@cqu.edu.cn

筑<sup>[1-2]</sup>。其设计参数对其抗震性能的影响也已经通过数值或试验方法进行了大量研究<sup>[3-6]</sup>,已经成为工程中可靠的抗震体系之一。与钢筋混凝土剪力墙结构相比,钢板剪力墙自重更轻,所以其传递给基础的竖向荷载较小,因此可以在保证结构良好延性的前提下降低基础的造价,而且钢板剪力墙的墙体厚度更小,能够节约建筑空间。但是钢板剪力墙主要通过墙肢底部抵抗地震作用,抗震设防机制较为单一,在地震作用下损伤集中在墙肢底部,震后不易修复<sup>[7]</sup>。为了减少剪力墙结构的损伤,并扩展剪力墙结构体系的适用范围,推动剪力墙朝向可恢复功能防震结构的方向发展,本文利用钢连梁连接钢板剪力墙和两侧钢柱形成新型钢柱-钢板剪力墙耦合结构(steel column-steel plate shear wall coupled structure, SC-SPSW)体系,该体系通过钢连梁将钢板剪力墙与两侧的钢柱连接起来。其中钢连梁和边柱之间采用铰接,以确保只传递剪力,而钢连梁与钢板剪力墙之间为刚接,保证同时传递剪力和弯矩。因此,SC-SPSW 结构可以通过钢连梁耗能来减少结构损坏,并实现双重抗震机制。传统的设计方法是基于结构的弹性响应,往往需要多次迭代,导致设计过程复杂并忽视结构的塑性响应。因此,需要在现有研究基础上开发针对 SC-SPSW 结构体系的设计方法,实现剪力墙结构体系设计方法的有益补充。

本文采用基于能量平衡的塑性设计理念,并结合相关规范<sup>[8-11]</sup>推导出 SC-SPSW 体系的设计方法。利用 SAP2000 软件建立了 12 个 SC-SPSW 体系算例并对其进行了拟静力分析和非线性动力时程分析,研究结构的屈服机制以及耦连比对结构受力性能的影响。研究表明,应用该设计方法的结构算例能够实现双重抗震机制,并满足预期的性能目标。

## 1 性能化塑性设计方法

### 1.1 性能目标

SC-SPSW 体系通过钢连梁将钢板剪力墙与两侧的钢柱连接起来形成耦合结构体系,如图 1(a)所示;其理想屈服机制需要体现出钢连梁-钢板剪力墙双重抗震防线的优势,如图 1(b)所示。在中震作用下,部分内嵌钢板屈服,接近一半钢连梁(steel coupling beam, SCB)剪切屈服消耗大部分地震输入能。结构出现损伤但修复后可以继续使用,结构整体保持弹性。在大震作用下,大部分钢连梁屈服并充分耗散能量、边缘框架梁(horizontal boundary element, HBE)弯曲屈服、边缘框架柱(vertical boundary element, VBE)的柱脚出现塑性铰,结构整体处在塑性阶段但不会发生倒塌。

同时结合规范中对剪力墙的层间位移角限值<sup>[8-9]</sup>,SC-SPSW 体系的性能目标为:在中震作用下,一半钢连梁率先屈服消耗大部分地震能,结构发生中等程度的损伤但修复后可以继续使用,此时结构层间位移角不大于 1/200;大震作用下,大部分钢连梁屈服并充分耗散能量、VBE 构件柱脚可以出现塑性铰,结构损伤严重但不会倒塌,此时结构层间位移角不大于 1/50。

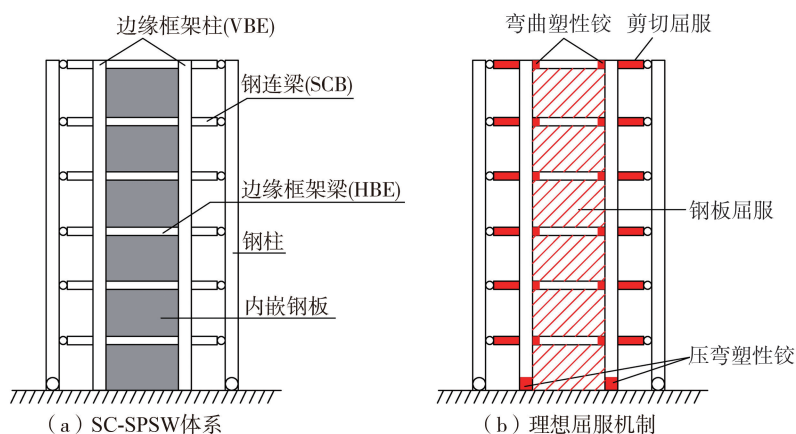


图1 SC-SPSW 体系理想屈服机制

Fig. 1 Ideal yield mechanism of SC-SPSW system

### 1.2 能量平衡原理

地震输入能  $E_1$  的一部分以动能和弹性应变能  $E_e$  储存在结构体系中,剩余部分会被结构自身的阻尼和塑性应变能  $E_p$  消耗。基于以上原理,GOEL 等<sup>[12]</sup>提出了适用于工程的简化能量平衡方程,表达式为

$$\eta(E_e + E_p) = \gamma E_1 \tag{1}$$

$$\gamma = \frac{2\mu - 1}{R_\mu^2} \tag{2}$$

式中:  $\gamma$  为地震输入能修正系数;  $\eta$  为滞回耗能修正系数, 参考钢板剪力墙体系的研究<sup>[13]</sup>, 本文取  $\eta = 0.75$ ;  $\mu$  为目标延性系数;  $R_\mu$  为延性折减系数。在计算弹性应变能和塑性应变能时将结构体系视为理想弹塑性体系, 能量平衡示意图如图 2 所示。将实际多自由度体系的最大地震输入能近似等效为多个弹性单自由度体系最大地震输入能之和。

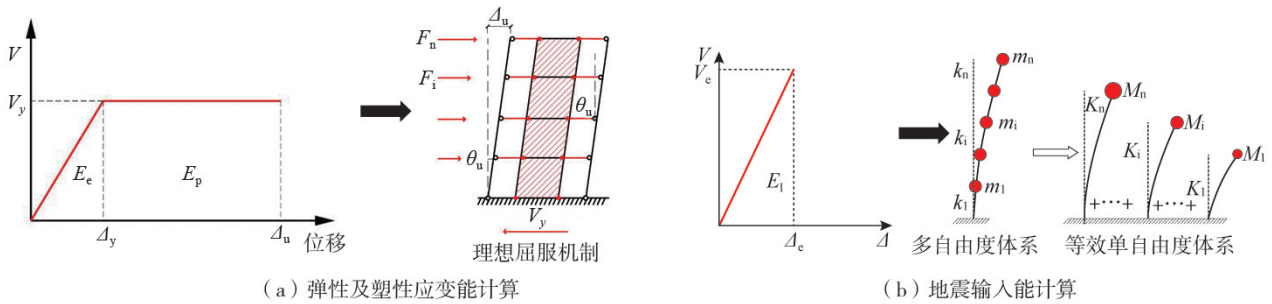


图 2 能量平衡示意图

Fig. 2 Illustration of energy balance

所以地震输入能计算<sup>[14]</sup>, 得

$$E_1 = \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} M_i^* S_{v,i}^2 = \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} M_i^* \left( \frac{S_{a,i} T_i}{2\pi} \right)^2 \tag{3}$$

式中:  $M_i^*$  为有效模态质量;  $S_{v,i}$  为谱速度;  $S_{a,i}$  为谱加速度;  $T$  为自振周期。

结构的弹性应变能应根据屈服力及屈服位移计算<sup>[15]</sup>, 得

$$E_e = \frac{1}{2} \Delta_y \cdot V_y = \frac{1}{2} M \cdot \left( \frac{T}{2\pi} \cdot \frac{V_y}{G} \cdot g \right)^2 \tag{4}$$

式中:  $M$  为结构质量;  $G$  为结构重量;  $g$  为重力加速度;  $T$  为自振周期。

结构的塑性应变能计算, 得

$$E_p = \sum F_i h_i \theta_p = V_y \theta_p \sum \lambda_i h_i \tag{5}$$

式中:  $F_i$  为结构第  $i$  层的侧向力;  $h_i$  为结构第  $i$  层的离地高度;  $\theta_p$  为目标塑性位移角, 其与目标位移角  $\theta_y$  和屈服位移角  $\theta_u$  相关,  $\theta_p = \theta_u - \theta_y$ ;  $V_y$  为结构基底剪力;  $\lambda_i$  为侧向力分布系数。

传统侧向力分布模式只考虑了结构在弹性阶段的特性, 对结构进入塑性阶段后的地震响应无法较好地预测。本文采用了 CHAO 等<sup>[16]</sup> 提出的基于结构塑性阶段层剪力分布的侧向力分布模式, 表达式为

$$F_i = \lambda_i \cdot V_y = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left( \frac{G_n h_n}{\sum_{j=1}^n G_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \cdot V_y \tag{6}$$

式中:  $\beta_i$  为层剪力分布系数,  $\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left( \sum_{j=1}^n G_j h_j / G_n h_n \right)^{0.75T-0.2}$ , 当  $i=n$  时,  $\beta_{n+1} = 0$ ;  $G_n$ 、 $G_j$  分别为结构顶层和第  $j$  层的重量。结合上述公式, 结构的设计基底剪力  $V_y$  为

$$V_y = - \frac{4M\theta_p \pi^2 \sum_{i=1}^n \lambda_i h_i}{T^2} + \sqrt{\left( \frac{4M\theta_p \pi^2 \sum_{i=1}^n \lambda_i h_i}{T^2} \right)^2 + \frac{8\pi^2 M \gamma E_1}{T^2 \eta}} \tag{7}$$

考虑结构侧移过程中自身重力的影响, 将重力做功转换为“附加侧向力”做功进而求出附加侧向力, 则作用在结构每一层的设计侧向力  $F_i^D$  为

$$F_i^D = \lambda_i V_y + G_i \theta_u \tag{8}$$

结构总倾覆力矩  $M_{OTM}$  为

$$M_{OTM} = \sum_{i=1}^n F_i^D h_i \tag{9}$$

### 1.3 CR 设计

由于 SC-SPSW 体系的传力机制和联肢剪力墙类似<sup>[17]</sup>,因此本文也将耦合比(coupling ratio, CR)作为 SC-SPSW 体系的主要设计参数。SC-SPSW 体系的 CR 定义为两侧钢边柱通过钢连梁耦合作用形成的拉-压力偶  $M_C$  与结构的总倾覆力矩  $M_{OTM}$  的比值。CR 计算如下:

$$CR = \frac{M_C}{M_{OTM}} = \frac{M_C}{M_C + M_W} \quad (10)$$

GORJI AZANDARIANI 等<sup>[18]</sup>在考虑了结构性能参数、结构屈服机理等因素后,提出 SC-SPSW 体系合理的 CR 范围是 0.3~0.5。但其研究模型高度较低,与本文研究结构的高度相差较大。因此为了更全面的研究 CR 对结构的影响,本文设计 CR 范围是 0.3~0.6。

### 1.4 钢连梁与钢柱设计

SC-SPSW 体系中钢连梁与钢柱之间的连接方式设置为铰接,钢柱只承受钢连梁传递来的竖向力,两边钢柱的拉压轴力大小相同。钢连梁的总剪力需求为

$$N_C L_t = \sum_{i=1}^n V_{link,i} (L_W + 2e) = M_C \quad (11)$$

式中:  $V_{link,i}$  为第  $i$  层钢连梁的剪力;  $N_C$  为钢柱轴向力;  $L_t$  为两侧钢边柱轴线的距离;  $L_W$  为两侧 VBE 轴线的距离;  $e$  为 VBE 轴线到钢柱轴线的距离。根据相关研究<sup>[19]</sup>可知,钢柱-混凝土剪力墙耦合结构体系与联肢剪力墙都会发生钢连梁剪力重分布的情况。本文参考文献<sup>[19]</sup>对钢连梁进行竖向剪力重分配,钢连梁设计剪力  $V_{link,i}^D$  计算如下:

$$V_{link,i}^D = \frac{\psi_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i} \cdot \sum_{i=1}^n V_{link,i} \quad (12)$$

式中:  $\psi_i$  为钢连梁剪力分配系数。文献<sup>[20]</sup>建议将钢连梁设计为剪切屈服,因为相比于以弯曲塑性变形为主的钢连梁,以剪切塑性变形为主的钢连梁的耗能能力更强。本文参照美国规范<sup>[10]</sup>将钢连梁参数按照剪切屈服取值,表达式为

$$l_b < 1.6M_p/V_p \quad (13)$$

式中:  $l_b$  为钢连梁净跨;  $M_p$  为钢连梁抗弯承载力;  $V_p$  为钢连梁抗剪承载力。钢边柱设计为非耗能部件,故仅对钢柱进行轴向荷载的弹性计算,其轴力设计值  $N_C^D$  应按式(14)计算,得

$$N_C^D = 1.1r_{ov} \sum_{i=1}^n V_{link,i} \quad (14)$$

式中  $r_{ov}$  为加强系数。

### 1.5 钢板与边缘框架设计

由于边缘框架的设计还未完成,因此需要先估算内嵌钢板的厚度。在估算钢板厚度时,为了减少一些不必要的迭代计算,可以假设 SC-SPSW 体系中钢板剪力墙结构的承载力全部由其钢板承受。同时可令每一层内嵌钢板的拉力场倾角  $\alpha_i$  恒等于  $45^\circ$ ,侧向力由内嵌钢板的水平力分量抵抗。则钢板厚度可用式(15)估算:

$$\sum_{i=1}^n F_{w,i}^D = L_W \frac{1}{2} F_y t_i \sin 2\alpha_i \quad (15)$$

式中:  $F_{w,i}^D$  为钢板剪力墙等效侧向力;  $t_i$  为钢板厚度。

本文主要参照美国规范<sup>[10]</sup>对边缘框架进行计算。假设内嵌钢板全截面屈服完全形成拉力场,HBE 构件的理想屈服机制是在梁两端出现塑性铰<sup>[21]</sup>,最大弯矩处至梁左端的长度  $x_{s,i}$  应满足式(16):

$$x_{s,i} = \frac{2M_{HBE,i}}{\omega_{v,HBE,i} L_W} - \frac{L_W}{2} \geq 0 \quad (16)$$

式中:  $M_{HBE,i}$  第  $i$  层 HBE 传递给 VBE 的弯矩值;  $\omega_{v,HBE,i}$  为第  $i$  层 HBE 受到内嵌钢板作用力的竖直分量。VBE 构件的理想屈服机制是在底端出现压弯塑性铰。所以最大弯矩出现处的高度  $h_s$  应满足式(17):

$$h_s = \frac{H_1}{2} - \frac{M_{HBE,1} + M_{VBE}}{\omega_{h,VBE1} H_1} \leq 0 \quad (17)$$

式中:  $M_{VBE}$  为 VBE 承受的力偶;  $\omega_{h,VBE1}$  为 VBE 收到内嵌钢板作用力的水平分量;  $H_1$  为结构底层层高。HBE

和 VBE 截面设计需要满足规范<sup>[10-11]</sup>中强度及刚度验算。同时为了保证钢板完全屈服耗能和 VBE 在钢板张力场发展出其全部能力之前不会屈服,在确定边缘框架尺寸后需根据实际承载力进行钢板厚度迭代计算。

1.6 设计算例

本文按照上述设计方法设计了不同 CR (0.3, 0.4, 0.5, 0.6)、不同层数 (10 层、15 层、20 层) 一共 12 个 SC-SPSW 体系算例。算例按照“W-N-CR”方法编号,其中“W”表示 SC-SPSW 体系,“N”代表结构总层数,“CR”代表设计耦连比,比如耦连比为 0.3,总层数为 10 的 SC-SPSW 体系表示为 W-10-0.3。原型结构平面布置图和 SC-SPSW 结构立面图,楼板厚度取 100 mm,如图 3 和图 4 所示。型钢构件截面尺寸如图 5 所示。结构基本设计信息如表 1 所示。因篇幅所限,本文只列出 W-10-0.3 算例的结构设计参数,如表 2、表 3 所示,其余算例不再具体列出。

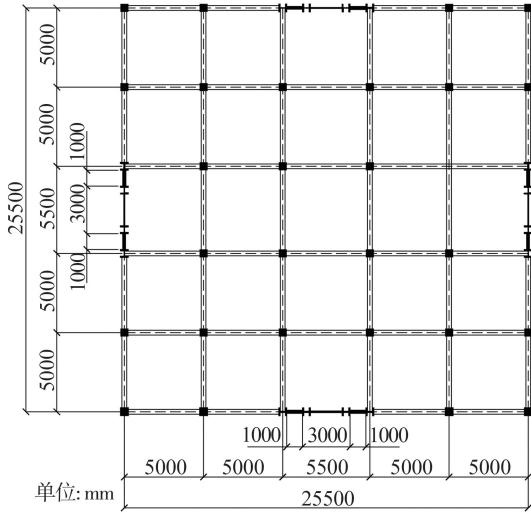


图 3 原型结构平面布置图

Fig. 3 Layout plan of prototype structures

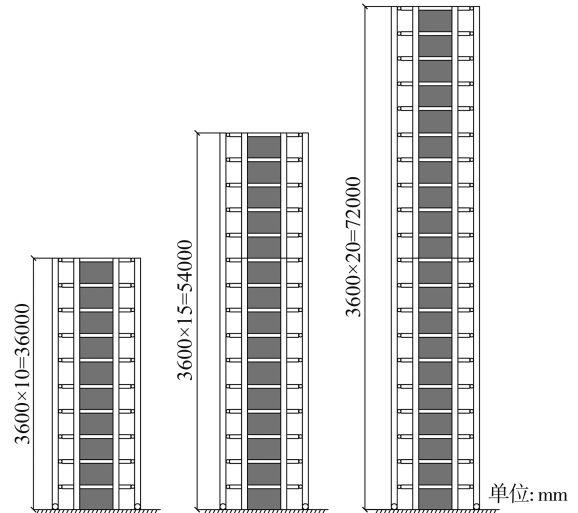


图 4 SC-SPSW 立面图

Fig. 4 Elevation of SC-SPSW structures

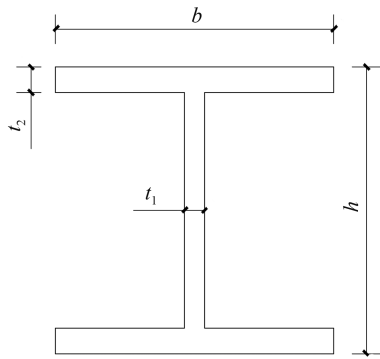


图 5 型钢构件截面尺寸图

Fig. 5 Cross-section of steel components

表 1 结构基本设计信息

Table 1 Basic structural design information

设计类别	类别	参数信息
设计总信息	重要性类别	丙类
	层高/m	3.6
	设防烈度区	8 度 0.2 g 区
	设计地震分组	第三组
	场地类别	II 类
	阻尼比	0.05
	抗震等级	二级
材料信息	型钢	Q355
	钢板	Q235
楼面及屋面荷载标准值/(kN/m <sup>2</sup> )	楼面恒荷载	3.05
	楼面活荷载	2.50
	屋面恒荷载	4.77
	屋面活荷载	2.35

表 2 W-10-0.3 型钢构件尺寸

Table 2 Sectional dimension of steel members of W-10-0.3

结构编号	构件	h×b×t <sub>1</sub> ×t <sub>2</sub> /mm
W-10-0.3	钢边柱	200×100×4.5×7
	VBE 构件	400×300×10×16
	一至三层钢连梁	110×74×5×9
	四至七层钢连梁	105×70×5×9
	八至十层钢连梁	100×68×5×8
	一至三层 HBE 构件	200×150×7×10
	四至七层 HBE 构件	180×150×7×10
	八至十层 HBE 构件	150×150×7×10

表 3 W-10-0.3 钢板厚度

Table 3 Steel plate thickness of W-10-0.3

结构编号	层数	钢板厚度/mm
W-10-0.3	一至三层	2.8
	四至七层	2.2
	八至十层	1.5

## 2 有限元建模及对比

### 2.1 数值建模

本文采用 SAP2000 软件进行等比例模型建立。利用非线性分层壳单元来建立剪力墙等效模型,厚度和模型钢板厚度相同,利用框架单元模拟钢连梁、边缘框架及钢边柱。钢连梁和钢边柱之间是铰接,其他构件之间均为刚接。根据 SC-SPSW 的理想屈服机制,在 HBE 定义 M3 弯矩铰,在 SCB 定义 V3 剪切铰,在 VBE 柱脚定义 P-M2-M3 铰。

钢材本构关系选用考虑一定程度包辛格效应的双折线随动强化模型,服从 Mises 屈服准则。Q235 屈服强度取 235 MPa,极限强度取 370 MPa,Q355 屈服强度取 355 MPa,极限强度取 450 MPa。钢材弹性模量均为 200 GPa,泊松比取 0.3。内嵌钢板由于加工和运输过程中的损耗会产生初始几何缺陷。初始几何缺陷将会对钢板的变形和受力产生不利影响,因此选取钢板最容易发生的变形的屈曲模态,然后将该模态下变形施加在内嵌钢板上作为初始缺陷。初始缺陷的幅值通常取为内嵌钢板长边的 1/1 000~1.5/1 000。

### 2.2 试验对比分析

目前国内外并没有 SC-SPSW 体系的试验研究,由于 SC-SPSW 体系和联肢钢板剪力墙具有类似的抗震防线<sup>[18]</sup>,所以本文选择了联肢钢板剪力墙结构试验进行对比验证。为了验证上述建模方法的有效性,本文选取了一个缩尺比例为 0.4 的 3 层联肢钢板剪力墙构件<sup>[22]</sup>进行模拟对比分析。该试验采用位移控制加载,分别取顶层位移角为 0.1%、0.25%、0.5%、1%、1.5%、2.0%、2.5%、3.0%和 4.0%逐级往复加载,每个级别循环 2 次,最后在顶层位移角为-2.0%时停止加载。模拟取试验实测的平均值作为材料的性能指标。

模拟滞回曲线与试验滞回曲线对比如图 6 所示。由图可知,模拟分析的滞回曲线的整体形状和试验值基本贴合,且每一个滞回圈的峰值承载力也几乎和试验值相同。同时模拟分析的正向峰值承载力比反向峰值承载力略低,这与试验结果也是一致的。综上所述,在考虑实际试验与模拟之间有一定差异(底层钢板的约束条件难以模拟)、材料及构件存在瑕疵无法利用初始缺陷完全拟合的情况下,可以认为建模方法是准确有效的。

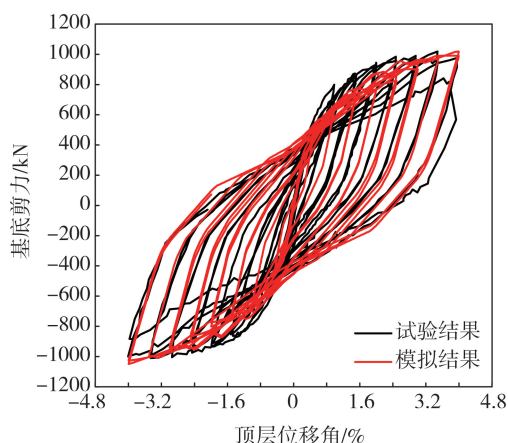


图 6 滞回曲线结果对比

Fig. 6 Results comparison of hysteretic curves

## 3 Push-over 分析

常用的侧向力模式有均匀分布型、倒三角分布型和模态分布型,这 3 种侧力模式在结构弹性阶段的精度较好。但是结构在进入塑性阶段后,其塑性发展对侧向力分布模式有不可忽略的影响。因此本文选择考虑了结构塑性发展的侧向力加载模式。

### 3.1 推覆曲线

从拟静力分析中获取的 12 个算例的推覆曲线,如图 7 所示,图中的“ $\Delta$ ”点为结构一半钢连梁屈服的状态,“ $\square$ ”点为 VBE 构件的柱脚处达到屈服应力时对应的状态。随着 CR 的增加,不同层数的结构都表现出初始弹性刚度略微增加的现象。当最大层间位移角相同时,CR 越大,结构的基底剪力就越大,这说明增加 CR 可以明显提高结构在地震作用下的峰值承载力。曲线中对应一半钢连梁屈服时的数据点均位于曲线的拐点处,且均在 VBE 构件屈服之前,说明 SC-SPSW 体系将一半钢连梁屈服作为第一道抗震防线是合理的,并可作为结构体系进入非弹性状态的判断依据。随着 CR 的增大,曲线中“ $\Delta$ ”点与“ $\square$ ”点之间的距离越来越短,这意味着在一半钢连梁屈服后,结构在发生严重损坏之前的变形能力越来越差。因为较大的 CR 使钢连梁的剪力更大,从而钢连梁传递给 VBE 构件的竖向力也更大,过大的轴力会使 VBE 构件的更早的屈服,所以 CR 的值不应该过大。

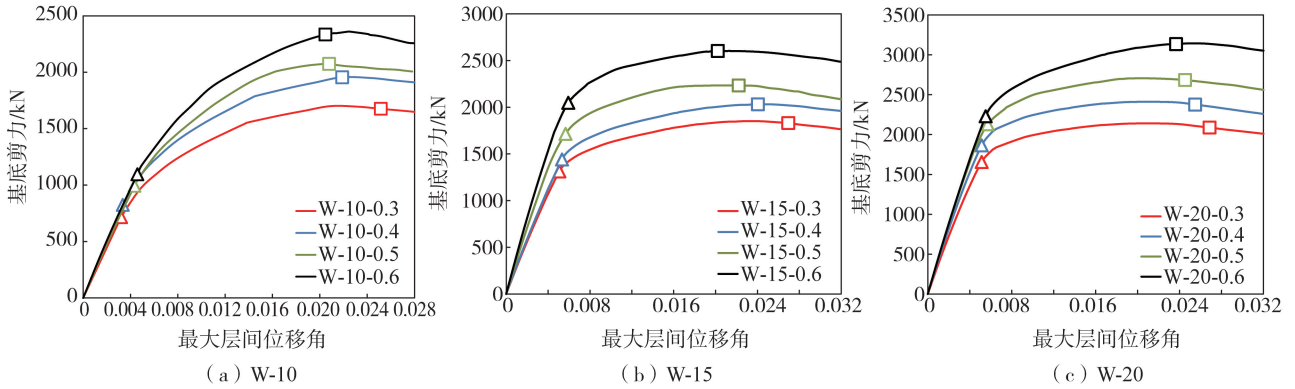


图 7 结构推覆曲线

Fig. 7 Push-over curves of structures

### 3.2 整体屈服机制

为研究 SC-SPSW 体系的整体屈服机制,图 8 统计了 12 个算例在推覆分析中“一半钢连梁屈服”和“VBE 构件柱脚屈服”时的最大层间位移角。钢连梁屈服时最大层间位移角分布在 0.003 8~0.005 0 区段,而中震下结构的最大层间位移角不能超过 1/200,这意味着结构在其最大层间位移角超过中震下的限值之前,会有一半钢连梁屈服,这与 SC-SPSW 体系的性能目标相符,结构的第一道抗震防线可以得到满足。VBE 构件柱脚屈服时,除了 W-10-0.6 和 W-15-0.6 之外,所有结构的最大层间位移角均大于大震下结构的最大层间位移角 1/50,这意味着结构在其最大层间位移角超过大震下的限值之前,VBE 构件可能还没有屈服,所以结构不会倒塌,这与性能目标相符,结构的第二道抗震防线也可以得到满足。而 W-10-0.6 和 W-15-0.6 是因为 CR 较大,钢连梁传递给 VBE 构件的竖向力较大,所以 VBE 构件更容易屈服。由图 8 可知,随着 CR 的增大,钢连梁屈服时的最大层间位移角逐渐增大,而 VBE 构件屈服时的最大层间位移角逐渐减小。这说明对于 SC-SPSW 体系,为了实现钢连梁率先屈服耗能而后 VBE 构件屈服,不应该选用过大的 CR。

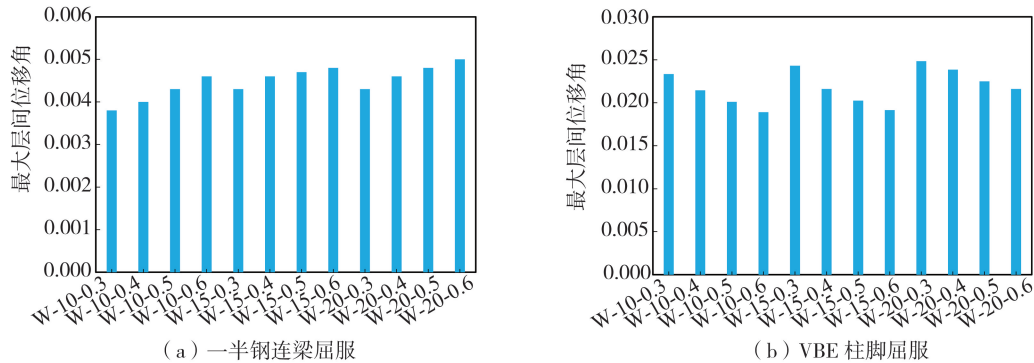


图 8 不同性能状态的结构最大层间位移角

Fig. 8 The maximum inter-story drift ratio under different structural performance states

## 4 非线性动力时程分析

### 4.1 地震波选取

本文利用文献[23]提出的双频段选波法选择了 5 条天然地震波数据,并生成 2 条人工地震波数据,7 条地震波信息如表 4 所示。所选取的 7 条地震波反应谱如图 9 所示。平均反应谱与设计反应谱对比如图 10 所示。由图可知,平均反应谱与设计反应谱吻合较好。

表 4 地震波记录

Table 4 Ground motion records

地震波编号	震级	PGA/g	持时/s	地震波编号	震级	PGA/g	持时/s
USA00508	6.6	0.424	19.98	USA00017	7.7	0.435	82.48
USA01556	7.6	0.460	55.30	人工波 1	—	0.220	40.00
USA02370	6.5	0.430	60.00	人工波 2	—	0.220	40.00
USA00720	6.6	0.538	20.48				

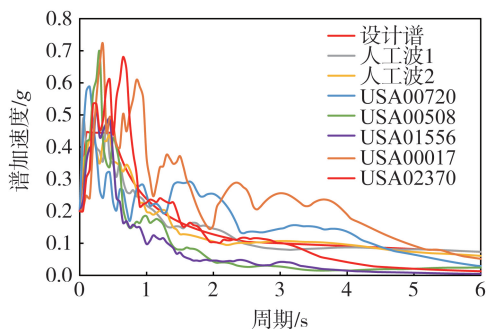


图9 地震波反应谱

Fig. 9 Response spectrum of ground motions

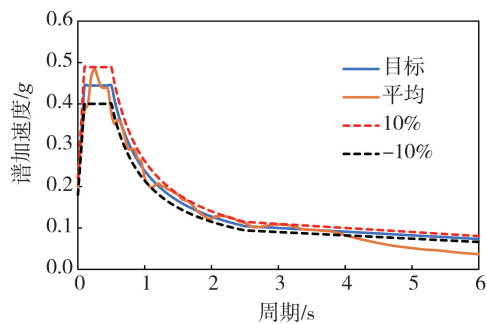


图10 平均反应谱曲线对比

Fig. 10 Comparison of average response spectrum curves

根据 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》<sup>[8]</sup>的要求,用于动力时程分析所用地震波的运动峰值加速度(PGA)需要进行调幅以满足设计分析要求,调幅方法为

$$a(t)' = a(t) \frac{A'_{\max}}{A_{\max}} \quad (18)$$

式中:  $a(t)'$  为调幅后的地震加速度时程曲线;  $a(t)$  为实际地震加速度时程曲线;  $A'_{\max}$  为规范规定的地震加速度时程峰值;  $A_{\max}$  为实际地震加速度时程峰值。

#### 4.2 最大层间位移角

12个模型在中震作用下的最大层间位移角平均值如图11所示,图中虚线对应的就是中震作用下体系的极限状态。由图可知,12个模型的最大层间位移角平均值均小于0.005,符合中震作用下的性能目标。12个模型在大震作用下的最大层间位移角平均值如图12所示。除了W-20-0.3外所有算例的层间位移角均未超过0.01,而W-20-0.3的层间位移角没有超过0.012。而大震下的性能目标为不超过层间位移角限值0.02,所以12个模型满足大震下的性能目标。

中震和大震下的曲线整体走势均较为平滑无明显变形突变特征,说明结构整体刚度分布均匀,没有薄弱层出现。在层数相同时,CR从0.3增大到0.6,除底层之外的最大层间位移角平均值都明显减小。这说明CR较大时,钢连梁对结构整体能够产生较强的约束作用,进而增大结构的刚度,降低结构的变形能力。由图12可知,在大震作用下,CR从0.3增加到0.4引起的层间位移角的减小要比CR从0.5提高到0.6明显,这意味着CR的值越大,提高CR所带来的结构刚度提升效果越小。

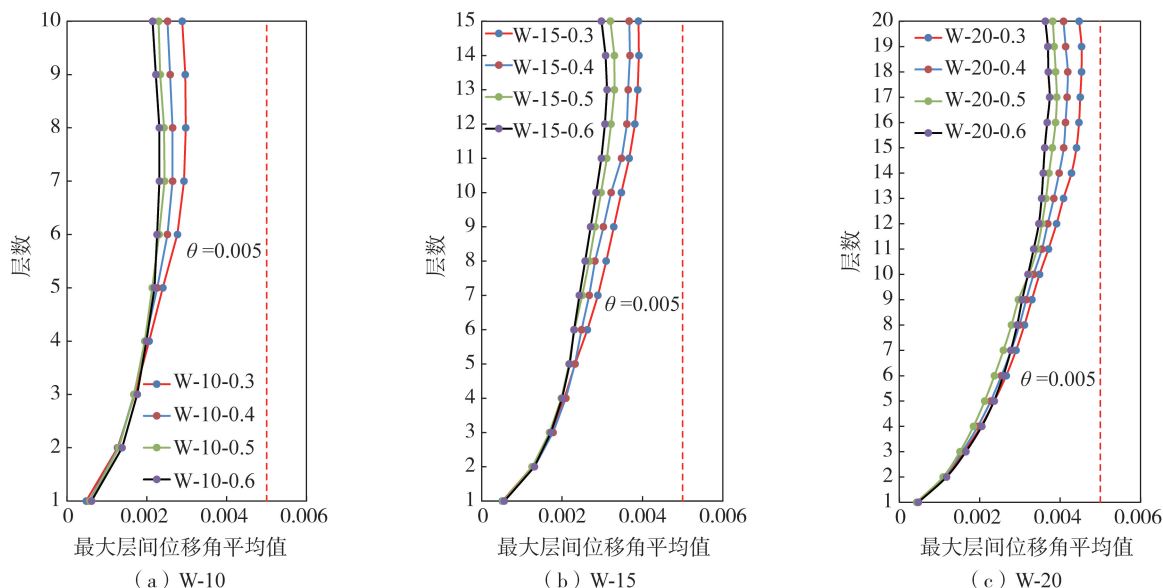


图11 中震最大层间位移角平均值包络

Fig. 11 Mean value envelopes of the maximum inter-story drift ratio under moderate earthquakes

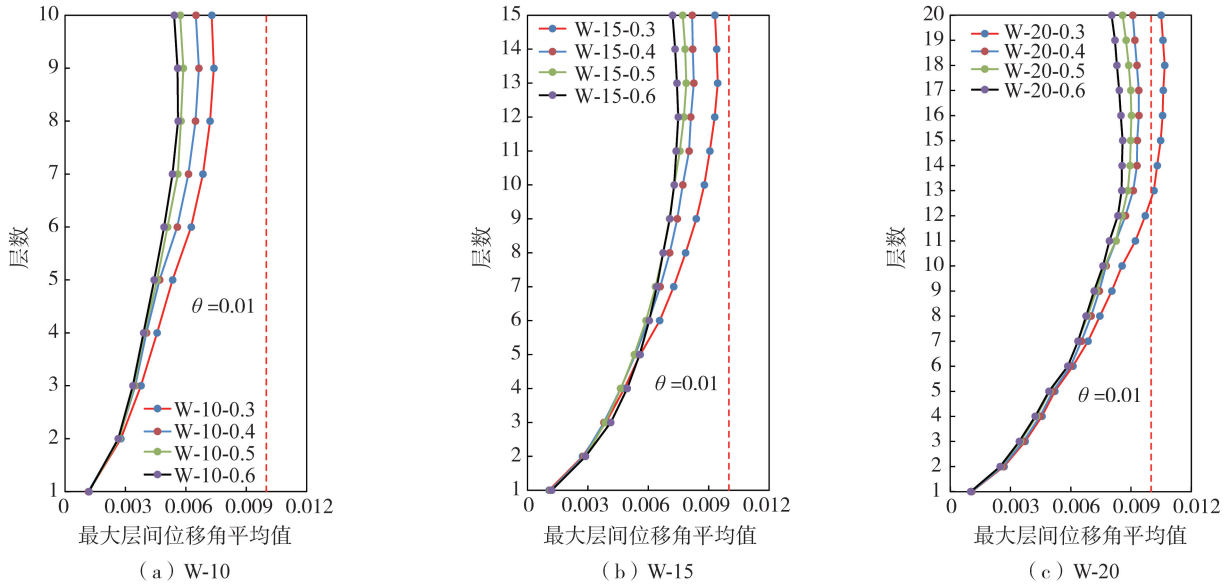
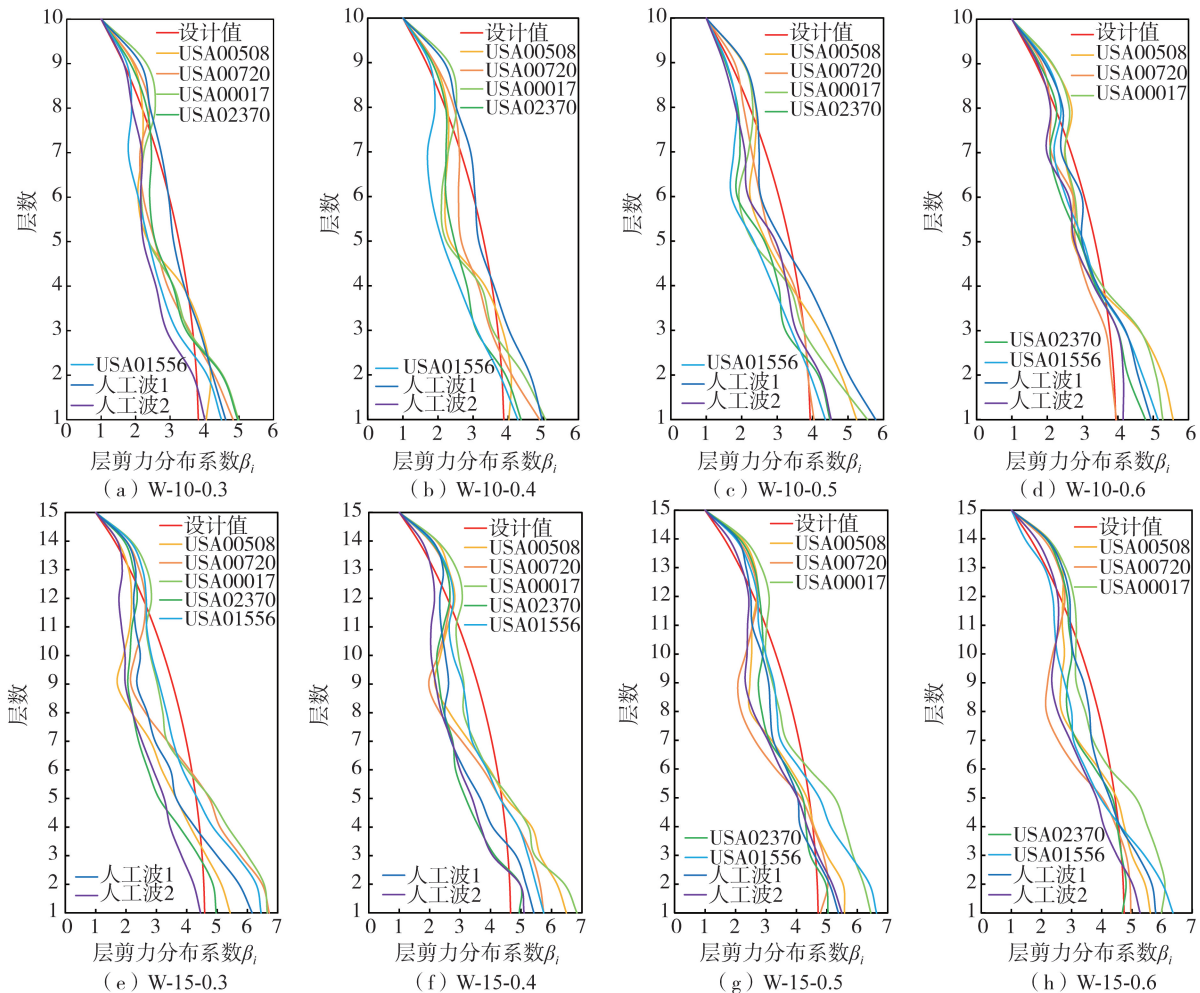


图 12 大震最大层间位移角平均值包络

Fig. 12 Mean value envelopes of the maximum inter-story drift ratio under rare earthquakes

### 4.3 层间剪力分布规律

各模型顶层层间剪力最大值为基准对每层层剪力进行归一化处理,给出了 12 个模型在中震下最大层剪力分布系数如图 13 所示。各结构的层剪力分布变化比较规律,不存在明显的内力突变,说明结构没有薄弱层。由图可知,本文采用的分布模式稍微低估了顶部和底部层剪力分布,高估了中间层的层剪力分布。由于设计层剪力分布系数高估了中间层的层剪力,所以底层墙肢的设计倾覆力矩会更大。而 SC-SPSW 体系的墙肢部分是弯曲破坏控制的,所以该设计侧向力分布模式一定程度上使结构更加安全。



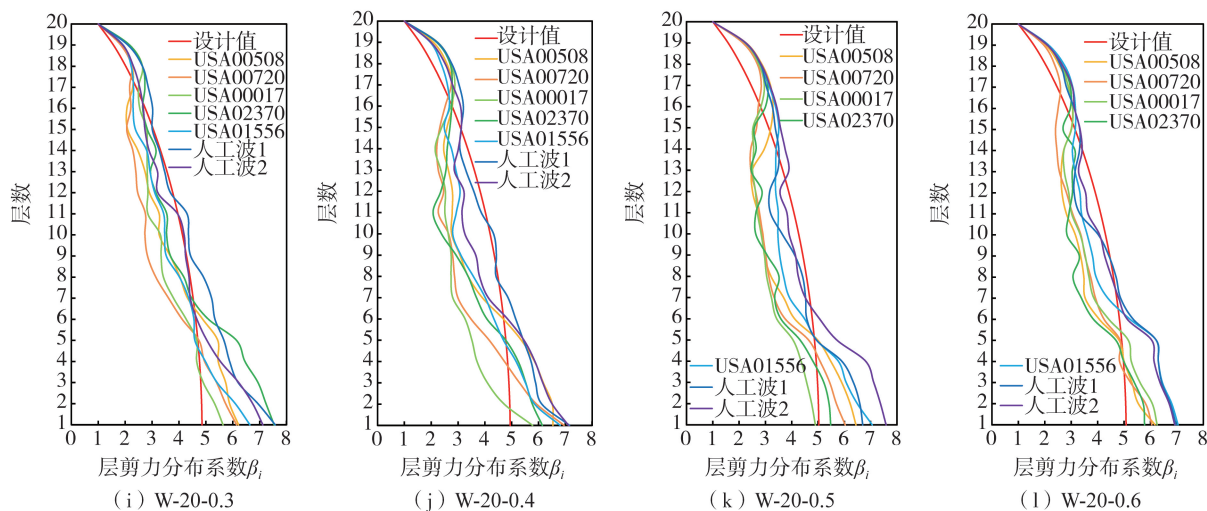


图13 层剪力分布规律

Fig. 13 Distribution of inter-story shear

#### 4.4 钢连梁屈服率

实现 SC-SPSW 体系理想的屈服机制的关键是在中震作用下接近一半的钢连梁可以率先屈服耗能。图 14 给出了中震下钢连梁的平均屈服率。钢连梁屈服率为结构中已屈服的钢连梁数与结构中钢连梁总数的比值。由图 14 可知,钢连梁屈服率均大于或等于 50%,符合理想屈服机制的要求。而且可以从图中发现,CR 越大,钢连梁的屈服率越小。

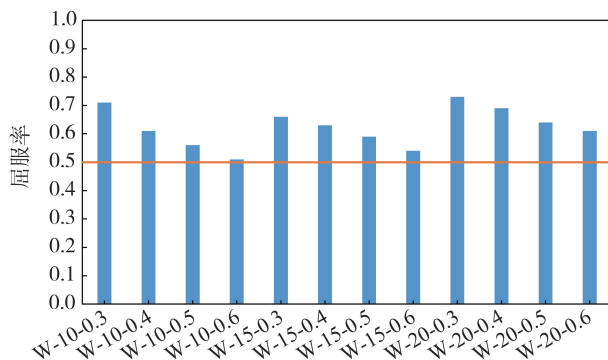


图14 钢连梁屈服率

Fig. 14 Yield ratio of steel coupling beams

## 5 结论

本文采用基于能量平衡的塑性设计理念设计了 12 个 SC-SPSW 算例,并通过 SAP2000 进行 Push-over 分析和非线性动力时程分析,研究其屈服机制以及耦合比对结构受力性能的影响,主要得到如下结论:

1) 采用本文基于性能化的塑性设计,在拟静力分析和非线性动力时程分析验证了其能够实现理想的双重抗震防线机制,并使结构达到预期性能目标。在本文的算例中,当 CR 取值为 0.3、0.4、0.5 时分析结果较好,CR 过大会对结构有不利影响。

2) 从拟静力分析结果中发现,随着 CR 的增大,一半钢连梁屈服时结构的最大层间位移角逐渐增大,而 VBE 构件屈服时的最大层间位移角则逐渐减小,这说明 CR 过大可能会影响钢连梁率先屈服耗能而后 VBE 构件屈服。

3) 从非线性动力时程分析结果中发现,CR 的值越大,继续提高 CR 所带来的结构刚度提升效果越小,并且钢连梁在中震下的屈服率会降低。

4) 本文采用的侧向力分布模式会使底层墙肢的设计倾覆力矩会更大。而 SC-SPSW 体系的墙肢部分是弯曲破坏控制的,所以该设计侧向力分布模式一定程度上使结构更加安全。

## 参考文献:

- [1] GORJI AZANDARIANI A, GHOLHAKI M, GORJI AZANDARIANI M. Assessment of damage index and seismic performance of steel plate shear wall (SPSW) system[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2022, 191: 107157.
- [2] 樊春雷, 郝际平, 袁昌鲁. 钢框架-钢板剪力墙结构抗震性能研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2015, 35(4): 213-221.  
FAN Chunlei, HAO Jiping, YUAN Changlu. Seismic behavior of steel frame-steel plate shear wall structure[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2015, 35(4): 213-221. (in Chinese)
- [3] GORJI AZANDARIANI M, GHOLHAKI M, KAFI M A. Hysteresis finite element model for evaluation of cyclic behavior and performance of steel plate shear walls (SPSWs)[J]. *Structures*, 2021, 29: 30-47.
- [4] GORJI AZANDARIANI M, GHOLHAKI M, KAFI M A, et al. Study of effects of beam-column connection and column rigidity on the performance of SPSW system[J]. *Journal of Building Engineering*, 2021, 33: 101821.
- [5] 于金光, 解琦, 郝际平. 钢板剪力墙结构边框柱的稳定性研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2015, 35(3): 100-110.  
YU Jinguang, XIE Qi, HAO Jiping. Study on the stability of surrounding columns in steel plate shear walls[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2015, 35(3): 100-110. (in Chinese)
- [6] 于海升, 于金光, 郝际平, 等. 钢板剪力墙结构的简化模型研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2019, 39(2): 121-133.  
YU Haisheng, YU Jinguang, HAO Jiping, et al. Study on simplified analytical model of steel plate shear walls[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2019, 39(2): 121-133. (in Chinese)
- [7] DRIVER R G, KULAK G L, LAURIE KENNEDY D J, et al. Cyclic test of four-story steel plate shear wall[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1998, 124(2): 112-120.
- [8] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [9] JGJ/T 380—2015 钢板剪力墙技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.  
JGJ/T 380—2015 Technical specification for steel plate shear walls[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [10] AISC 341—16 Seismic provisions for structural steel buildings[S]. America: AISC Committee, 2016.
- [11] GB 50017—2017 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.  
GB 50017—2017 Code for design of steel buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [12] GOEL S C, CHAO S H. Performance-based plastic design: Earthquake resistant steel structures[R]. America: International Code Council, 2008.
- [13] SAFARI G M. Design of steel plate shear wall systems with explicit consideration of drift demands and frame action PhD Dissertation AB[D]. Canada: Department of Civil Engineering, University of Alberta, 2017.
- [14] UANG C M, BERTERO V V. Use of energy as a design criterion in earthquake resistant design[R]. Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center, 1988.
- [15] AKIYAMA H. Earthquake-resistant limit-state design for buildings[M]. Tokyo: University of Tokyo Press, 1985.
- [16] CHAO S H, GOEL S C, LEE S S. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures[J]. *Earthquake Spectra*, 2007, 23(3): 547-569.
- [17] MORELLI F, MANFREDI M, SALVATORE W. An enhanced component based model for steel connection in a hybrid coupled shear wall structure: Development, calibration and experimental validation[J]. *Computers & Structures*, 2016, 176: 50-69.
- [18] GORJI AZANDARIANI M, KAFI M A, GHOLHAKI M. Innovative hybrid linked-column steel plate shear wall (HLCS) system: Numerical and analytical approaches[J]. *Journal of Building Engineering*, 2021, 43: 102844.
- [19] ZONA A, DEGÉE H, LEONI G, et al. Ductile design of innovative steel and concrete hybrid coupled walls[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2016, 117: 204-213.
- [20] 伍云天, 代崇民, 周忠亮, 等. 剪切机制耗能端板螺栓连接组合联肢剪力墙钢连梁抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(4): 255-261.  
WU Yuntian, DAI Chongmin, ZHOU Zhongliang, et al. Seismic behavior of shear dominant bolted end plate steel coupling beam of composite coupled shear wall[J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(4): 255-261. (in Chinese)
- [21] VIAN D, BRUNEAU M. Steel plate shear walls for seismic design and retrofit of building structure; No. MCEER-05-0010[R]. Buffalo, N.Y.: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2005.
- [22] BORELLO D J. Behavior and large-scale experimental testing of steel plates shear walls with coupling[D]. Illinois USA: University of Illinois at Urbana-Champaign, 2014.
- [23] 杨溥, 李英民, 赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. *土木工程学报*, 2000, 33(6): 33-37.  
YANG Pu, LI Yingmin, LAI Ming. A new method for selecting inputting waves for time-history analysis[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2000, 33(6): 33-37. (in Chinese)