

DOI:10.11918/j.issn.0367-6234.201701036

多层强边柱冷成型钢结构体系抗震性能分析

王星星¹, 叶继红²

(1.东南大学 土木工程学院, 南京 210096; 2.深部岩土力学与地下工程国家重点实验室(中国矿业大学), 江苏 徐州 221116)

摘 要: 多层强边柱冷成型钢结构能够促进低层冷成型钢结构向多层住宅结构体系的发展. 为了分析多层强边柱冷成型钢住宅结构体系在地震作用下的动力特性, 本文提出了该类结构的主要抗侧构件强边柱冷成型钢组合墙体可以考虑节点实际连接性能的简化计算模型, 进而得到整体结构抗震计算模型; 根据作者前期开展的墙体抗剪试验结果并结合国外规范, 提出此类结构在地震作用下的侧向变形验算指标; 对整体结构进行抗震性能研究. 结果表明: 考虑节点连接的等代拉压杆模型能够准确预测此类结构的实际受力特性; 将 1/300 和 1/75 分别作为此类结构在多遇和罕遇地震作用下的层间位移角限值是安全可靠的; 在 9 度罕遇地震作用下, 此类结构不会发生倒塌破坏; 进行此类结构设计时, 不宜采用两个方向刚度差异过大的抗剪墙体组合, 同时应重点加强结构沿墙体开洞率较大方向的墙体抗剪强度; 在特别高烈度地区进行此类结构设计时, 应兼顾墙体抗剪强度和墙体边柱的竖向承载能力, 避免结构因墙体边柱的屈服破坏而导致整体结构失效.

关键词: 多层冷成型钢结构; 方钢管混凝土强边柱; 抗侧设计指标; 抗震性能; 简化计算

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2017)12-0016-08

Seismic analysis on mid-rise cold-formed steel structure with reinforced end studs

WANG Xingxing¹, YE Jihong²

(1.School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2.State Key Laboratory for Geomechanics & Deep Underground Engineering (China University of Mining and Technology), Xuzhou 221116, Jiangsu, China)

Abstract: Mid-rise cold-formed steel (CFS) structure with reinforced end studs can promote the development of mid-rise CFS residential buildings from low-rise ones. To analyze the dynamic characteristics of mid-rise CFS residential structures with reinforced end studs under earthquakes, a simplified calculation model of CFS shear wall with reinforced end studs, which is the main lateral load-bearing structural component of the structure, was proposed. The proposed model could consider the real behavior of beam-column joint, and then the seismic calculation model of the whole structure was further obtained. Lateral design objectives for the structure under earthquake were proposed according to abroad specification and previous shear wall test results that performed by authors, and seismic analysis on a mid-rise CFS structure with reinforced end studs was carried out. The results show that equivalent-bracing model considering the mechanical behavior of beam-column joint can precisely predict the seismic performance of the structure. It is safe and reliable that 1/300 and 1/75 being taken as the elastic and inelastic storey drift limits of the structure under frequent and severe earthquake, respectively. Mid-rise CFS structure with reinforced end studs will not collapse under severe earthquake with a degree of 9. It is not suitable to adopt shear wall combination with large difference in stiffness between two directions, and the shear strength of the walls along the direction with larger opening rate should be strengthened emphatically. In areas of particularly high seismicity, both shear strength of the wall and vertical bearing capacity of end studs should be taken into account to avoid overall failure, which is caused by end studs' buckling.

Keywords: mid-rise CFS structure; concrete-filled rectangular steel tube column; lateral design objectives; seismic performance; simplified calculation

冷成型钢房屋住宅结构具有轻质高强、环保节能、施工快捷等优点. 在北美、欧洲、日本等地, 三层以下别墅及公寓类型房屋已为人们所接受并广泛使

用^[1]. 中国人口众多, 土地资源紧缺, 将冷成型钢住宅结构从低层发展到多层具有现实意义.

冷成型钢组合墙体是冷成型钢结构的主要承重及抗侧构件. 传统双拼 C 型边柱组合墙体无论是抗剪强度还是竖向稳定性均难以满足多层住宅结构的要求, 不能直接应用于多层冷成型钢结构^[2]. 为此, 作者提出了以竖向连续布置的方钢管混凝土柱作为墙体边柱的强边柱冷成型钢组合墙体, 并在梁柱连

收稿日期: 2017-01-09

基金项目: 国家自然科学基金(51538002)

作者简介: 王星星(1986—), 女, 博士研究生;

叶继红(1967—), 女, 教授, 博士生导师

通信作者: 叶继红, jhye@cumt.edu.cn

接位置设置具有一定弯矩传递能力的加强型节点(见图 1)^[3-4].试验研究结果表明,方钢管混凝土边柱改善了传统双拼 C 型边柱底部的压屈破坏,保证了结构的竖向稳定性,同时解决了传统冷成型钢结构的上、下层不连续问题,提高了结构整体抗侧性能,同时由于柱内混凝土对螺钉倾斜的抑制作用,墙体本身抗剪强度明显提高;此外,由加强型节点连接的强边柱冷成型钢组合墙体骨架在加载后期形成了除墙板外的第二道安全防线,大大提高了多层冷成型钢房屋住宅结构的安全性能^[5].

考虑到足尺模型试验成本高、周期长,精细化有限元分析方法又具有建模过程繁琐、计算耗时等缺点,目前国内外在冷成型钢整体结构抗震性能方面的主要研究手段大多为等代拉压杆法,且结构简化分析模型将节点的连接等效为理想铰接,而考虑节点真实连接条件下建立冷成型钢结构整体分析模型

的研究目前尚属空白^[6].此外,基于性能的抗震设计在混凝土结构和普通钢结构中的应用已经过漫长的考验,其在冷成型钢结构中的应用还有待进一步研究^[7].因此,研究能反映冷成型钢整体结构实际受力特性的简化计算方法,并给出结构抗震设计指标是将多层强边柱冷成型钢房屋住宅结构体系推广应用的前提.

本文首先对强边柱冷成型钢组合墙体的简化计算模型展开研究,根据文献[5]试验结果对该模型进行验证,为多层强边柱冷成型钢整体结构的简化计算提供基础.其次,根据作者前期开展的墙体抗剪试验结果并结合现有规范,提出地震作用下多层强边柱冷成型钢房屋住宅结构的侧向变形验算指标.最后,对多层强边柱冷成型钢房屋住宅结构进行抗震计算,分析影响结构抗震性能的关键因素,并初步考察此类结构在大震作用下的抗倒塌能力.

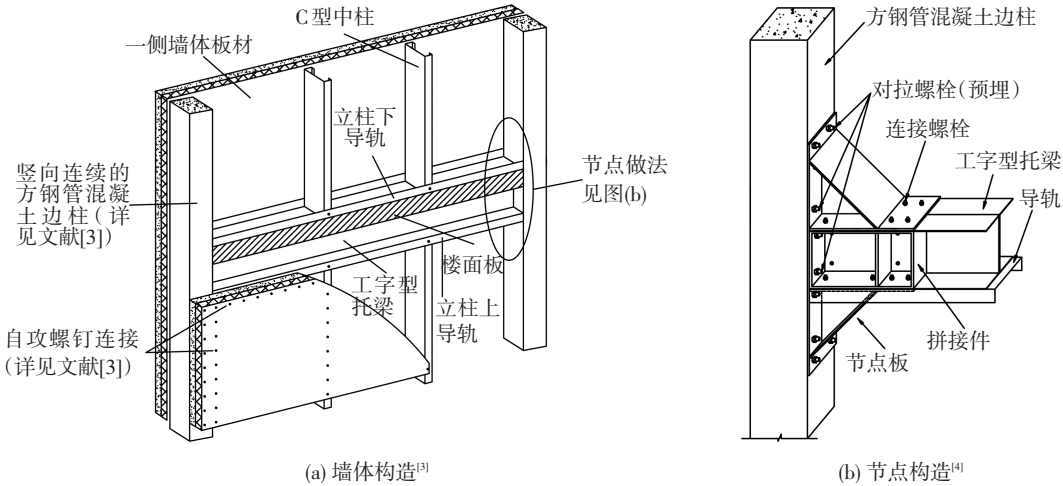


图 1 典型强边柱冷成型钢组合墙体

Fig.1 Typical CFS shear wall with reinforced end studs

1 强边柱冷成型钢组合墙体简化计算模型

1.1 简化方法

图 2 为强边柱冷成型钢组合墙体简化计算模型.该模型基于以下简化方法:

- 1) 将各层楼面托梁简化为刚性杆,并在楼面托梁与方钢管混凝土边柱的连接节点设置转动弹簧以考虑节点连接性能.其中,方钢管混凝土边柱采用杆单元模拟,按等效抗弯刚度原则定义其材性;转动弹簧的弯矩-转角本构根据节点连接性能试验确定.
- 2) 由于边柱与基础之间采用抗拔连接件有效连接,故约束边柱底部的转动自由度和 X 向平动自由度,通过设置沿 Y 向的轴向弹簧以考虑方钢管混凝土边柱可能发生的压屈破坏.其中,柱底轴向弹簧的拉压刚度(k_{Spring})根据墙体抗剪承载力 F_p 及其对应的墙体竖向相对变形 Δ_a 确定,见图 3 和式(1);
- 3) 将各层墙板及中柱耦合简化为带有非线性

如果方钢管混凝土边柱未发生压屈破坏,则其轴向弹簧的拉压刚度取为无穷大.

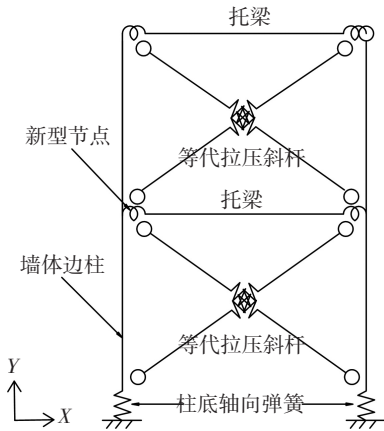


图 2 强边柱冷成型钢组合墙体简化计算模型

Fig.2 Simplified calculation model of CFS shear wall with reinforced end studs

弹簧单元的等代拉压斜杆,拉压斜杆主要抵抗水平荷载,非线性弹簧单元的恢复力特性根据墙体荷载-位移曲线按式(2)、(3)进行转换,见图4.其中,强边柱冷成型钢组合墙体的荷载-位移曲线可采用足尺抗剪试验、精细化有限元模拟^[8]及分段函数滞回模型^[9]等方法确定.

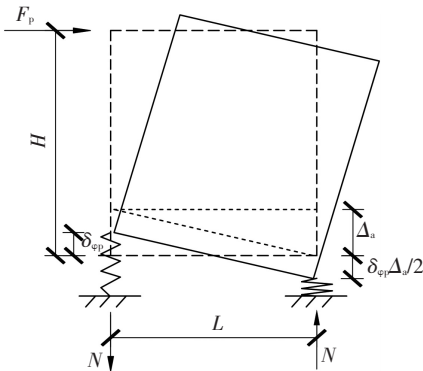


图 3 柱底轴向弹簧刚度的确定

Fig.3 Stiffness determination of the axial spring

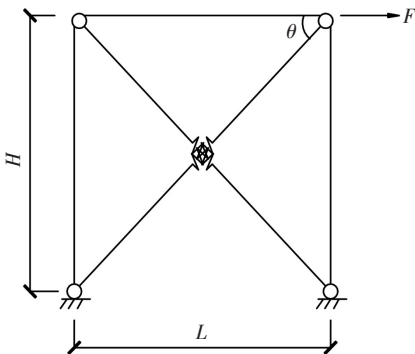
$$k_{\text{Spring}} = \frac{2F_p H}{L \Delta_a}, \quad (1)$$

式中: Δ_a 为墙体两侧竖向相对变形; H 、 L 分别为墙体高度和宽度.

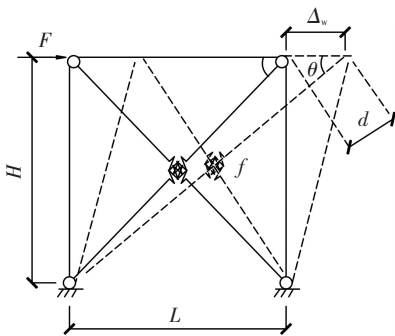
$$f = F/2 \cos \theta, \quad (2)$$

$$d = \Delta_w \cdot \cos \theta. \quad (3)$$

式中: f 、 d 为非线性弹簧单元的轴力和变形,分别与墙体的荷载 F 和位移 Δ_w 对应; θ 为等效拉压斜杆与托梁之间的夹角.



(a) 基本模型



(b) 等代拉压斜杆受力

图 4 冷成型钢组合墙体受力示意

Fig.4 Force diagram of CFS shear wall

1.2 算例验证

采用 Opensees 有限元程序建立墙体简化计算模型,对文献[5]中两层强边柱冷成型钢组合墙体试件进行计算.其中,试件宽度为 3.6 m,各层墙体高度为 3 m;边柱截面为 $\square 140 \text{ mm} \times 140 \text{ mm} \times 1.5 \text{ mm}$,内灌 C_{40} 细石混凝土;各层楼面托梁为两根背靠背的冷弯 U 型钢(截面规格 $U260 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 1.5 \text{ mm}$),通过在腹板上用双排自攻螺钉连接成工字型截面.

如图 5 所示,选用两结点连接单元(two node link element)模拟等代拉压斜杆;方钢管混凝土边柱和各层楼面托梁均由弹性梁柱单元(elastic beam-column element)模拟;节点转动弹簧和边柱底部轴向弹簧均由零长度单元(zero-Length element)模拟.等代拉压斜杆的恢复力特性和节点转动弹簧的弯矩-转角本构均通过 Pinching4 材料模型^[8]定义,且考虑到墙体和节点的正反向加载曲线基本对称,仅定义正向加载的恢复力特性参数.表 1 为墙体简化计算模型中各单元输入参数取值.其中,非线性弹簧单元的骨架曲线输入参数根据文献[2]中单层 140 型墙体抗剪试验结果按式(2)、(3)确定;根据楼板平面内刚性假定,将楼面托梁的弹性模量放大 10 000 倍以模拟刚性杆;由于试验过程中墙体边柱基本未出现压屈现象,因此将柱底弹簧的轴向刚度取为无穷大.

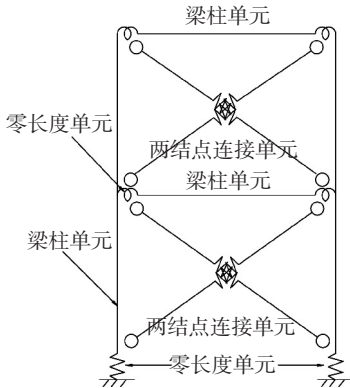


图 5 墙体简化计算模型

Fig.5 Simplified calculation model of the wall

对模型施加边界约束后,采用倒三角制度施加水平循环位移,位移级差与文献[5]试验加载制度一致,取为 5 mm.图 6 为水平荷载作用下,两层墙体各层剪力-位移滞回曲线和底层剪力-位移骨架曲线的简化计算结果与试验结果对比.可以看出,墙体简化模型各层剪力-位移滞回曲线和底层剪力-位移骨架曲线的计算结果能充分体现出墙体的非线性特性和滞回特征.

表 2 列出了底层墙体简化计算结果与试验结果^[5]对比,包括抗剪强度 Q_{1s} 、屈服剪力 Q_{1y} 、屈服位移 Δ_{1y} 、墙体位移达到 1/300 层高时对应的剪力 Q_{300} 以及剪力达到峰值时,各层墙体顶部相对于地面的

水平位移 Δ_{wm} .对比得出,计算结果与试验值的相对误差在 9% 以内,说明本文墙体简化计算模型中各单元类型选取合理、参数定义准确,可以准确预测多层冷成型钢结构体系的实际受力特性.

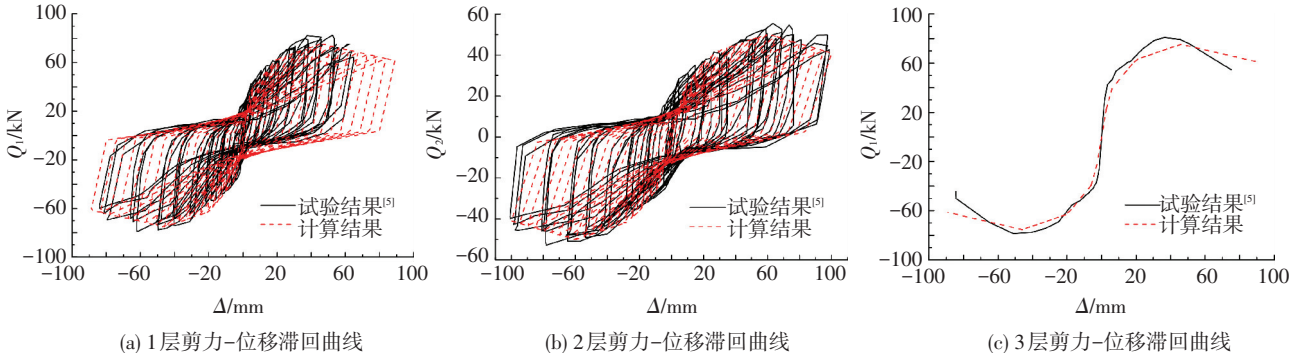


图 6 双层墙体荷载-位移曲线

Fig.6 Load-displacement curves of the wall

表 1 墙体简化计算模型各单元输入参数

Tab.1 Input parameters of the simplified calculation model

构件类别	单元输入参数					
等效拉压斜杆	$d_i/\text{mm}, i=1\sim 4$ 3.0, 14.5, 34.5, 90.0	$f_i/\text{kN}, i=1\sim 4$ 23.7, 40.2, 47.6, 30.0	r_d, r_f, u_f 0.1, 0.3, 0.01	$\alpha_{K1,2}, \alpha_{K3,4}, \alpha_{K, \text{limit}}$ 0.5, 1.1, 0.25	$\alpha_{D1,2}, \alpha_{D3,4}, \alpha_{D, \text{limit}}$ 0.45, 1.5, 0.1	$\alpha_{F1,2}, \alpha_{F3,4}, \alpha_{F, \text{limit}}$ 0.4, 1.5, 0.2
新型节点	$\theta_i/\text{rad}, i=1\sim 4$ 0.004, 0.012, 0.018, 0.027	$M_i/(\text{kN}\cdot\text{m}), i=1\sim 4$ 11.44, 22.79, 28.61, 10.0	r_θ, r_M, u_M 0.15, 0.45, 0.3	$\beta_{K1,2}, \beta_{K3,4}, \beta_{K, \text{limit}}$ 0.8, 1.5, 0.6	$\beta_{D1,2}, \beta_{D3,4}, \beta_{D, \text{limit}}$ 0.45, 1.5, 0.1	$\beta_{F1,2}, \beta_{F3,4}, \beta_{F, \text{limit}}$ 0.0, 0.0, 0.0
方钢管混凝土边柱	弹性模量 $E=22\,000\,\text{N/mm}^2$; 等效惯性矩 $I_{eq}=44\,000\,000\,\text{mm}^4$; 面积 $A=19\,600\,\text{mm}^2$					
楼面托梁	弹性模量 $E_{\text{joist}}=2\,060\,000\,000\,\text{N/mm}^2$; 截面惯性矩 $I_{\text{joist}}=9\,464\,000\,\text{mm}^4$; 面积 $A_{\text{joist}}=540\,\text{mm}^2$					

注: d_i, f_i 和 θ_i, M_i 分别为墙体非线性弹簧单元和节点转角弹簧的骨架曲线输入参数, $i=1\sim 4$; $r_d, r_f, u_f, \alpha_{K1,2}, \alpha_{K3,4}, \alpha_{K, \text{limit}}, \alpha_{D1,2}, \alpha_{D3,4}, \alpha_{D, \text{limit}}, \alpha_{F1,2}, \alpha_{F3,4}, \alpha_{F, \text{limit}}$ 为墙体非线性弹簧单元的滞回特性参数; $r_\theta, r_M, u_M, \beta_{K1,2}, \beta_{K3,4}, \beta_{K, \text{limit}}, \beta_{D1,2}, \beta_{D3,4}, \beta_{D, \text{limit}}, \beta_{F1,2}, \beta_{F3,4}, \beta_{F, \text{limit}}$ 为节点转动弹簧的滞回特性参数.

表 2 两层墙体简化计算结果与试验结果对比

Tab.2 Comparisons between the calculated and test results of the wall

项目名称	$Q_{1s}/$ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$)	$Q_{1y}/$ kN	$\Delta_{1y}/$ mm	$Q_{300}/$ kN	Δ_{wm}/mm	
					1 st 层	2 nd 层
试验结果 ^[5]	22.20	55.50	13.10	51.70	47.80	66.90
计算结果	20.70	53.50	14.20	47.20	50.70	70.50
κ	-0.07	-0.04	0.08	-0.09	0.06	0.05

注: κ 为简化模型计算结果与试验值的相对误差.

2 地震作用下多层强边柱冷成型钢房屋住宅结构侧向变形验算指标

中国 JGJ 227—2011《低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程》规定,冷成型钢房屋每个主轴方向的水平荷载可根据对应方向上各有效抗剪墙的抗剪刚度大小按比例分配,楼面和屋面通过构造保证其在自身平面内具有足够的刚度^[10].因此,本文假定冷成型钢结构楼面为刚性楼面,当抗剪墙体在建筑平面、竖向分布均匀时,不考虑地震作用下平面扭转效应,同一楼层各剪力墙层间位移相同,并应满足以下变形要求:

1) 多遇水平地震作用下抗侧墙体的弹性层间位移角 θ_e 应满足:

$$\theta_e = \frac{Q_e}{K_e H} \leq [\theta_e]. \tag{4}$$

式中: Q_e 和 K_e 分别为多遇水平地震作用下各抗侧墙体的层间总剪力和总抗侧刚度; H 为层高; $[\theta_e]$ 为多遇水平地震作用下弹性层间位移角限值.

作者前期开展的强边柱冷成型钢组合墙体抗剪试验研究结果表明^[2],墙体剪切变形达到 1/300 层高时的水平荷载 F_{300} 平均为抗剪承载力 F_p 的 64.5%,该值与墙体荷载-位移骨架曲线由线性向非线性转变的拐点处荷载(约 0.6 F_p) 十分接近,且平均低于屈服荷载约 15.3%,墙体仍处于弹性阶段.因此,本文建议将强边柱冷成型钢组合墙体在多遇地震作用下的层间位移角限值 $[\theta_e]$ 取为 1/300 rad.

2) 罕遇水平地震作用下抗侧墙体的弹塑性层间位移角 θ_p 应满足:

$$\theta_p = \frac{Q_p}{K_p H} \leq [\theta_p]. \tag{5}$$

式中: Q_p 和 K_p 分别为罕遇水平地震作用下各抗侧墙体的层间总剪力和总抗侧刚度; $[\theta_p]$ 为罕遇水平地震作用下弹塑性层间位移角限值.

根据文献[2]试验结果,对强边柱冷成型钢组合墙体水平力下降至峰值的 85% 时的位移角进行统计分析,得到墙体的极限位移角均值为 1/55 rad. 由于

冷成型钢结构在材料、构件和结构体系等方面与常规钢结构不同,故无法直接套用其弹塑性变形限值。因此,本文参照日本规范《薄板輕量形鋼造建築物設計の手引き》^[11]对传统冷成型钢结构的弹塑性变形限值规定,充分考虑强边柱冷成型钢组合墙体较之普通双拼 C 型边柱组合墙体对冷成型钢结构抗倒塌能力的提升,建议将强边柱冷成型钢组合墙体在罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]$ 取为 $1/75$ rad。

3 多层强边柱冷成型钢房屋住宅结构抗震性能分析

3.1 结构概况

某 6 层冷成型钢结构住宅,平面尺寸为 14.1 m×10.4 m,层高 3 m。标准层平面见图 7,各层墙体尺寸及开洞情况一致。抗剪墙体(Q1~Q9)的边柱均为 140 型方钢管混凝土柱,且方钢管混凝土柱与楼面托梁导轨之间设置加强型梁柱节点。结构采用能够保证平面内刚性的新型组合楼盖^[12]:托梁截面尺寸为 255 mm×50 mm×15 mm×1.5 mm,托梁导轨截面尺寸为 260 mm×50 mm×1.5 mm,吊顶采用石膏玻镁板。屋盖做法同楼盖,楼盖、屋盖、内外墙及隔墙均采用 50 mm 岩棉保温层,立柱间距和楼盖托梁间距均为 600 mm。

各墙体构造及其非线性弹簧单元恢复力特性输入参数见表 3。由于构造相同,抗剪墙体 Q₁和 Q₂的恢复力特性参数根据文献[2]试验结果确定,如 1.2 节

所述;其余抗剪墙体的恢复力特性参数按分段函数滞回模型方法^[9]确定;不考虑隔墙抗剪作用。

将各抗剪墙体(Q1~Q9)按照 1.1 节所述方法进行简化,并按照结构中墙体的实际位置进行集成,可得到如图 8 所示的结构空间简化力学模型。其中,各节点弯矩-转角本构的确定方法如 1.2 节所述,其骨架曲线输入参数具体取值见表 4;节点滞回特性参数取值同表 1;由于试验过程中 140 型方钢管混凝土边柱基本未出现压屈现象,因此将各抗剪墙体柱底弹簧的轴向刚度取为无穷大。采用刚性面模拟楼板,各层质量以集中质量的形式加在楼板标高处的各柱单元顶端。因此将柱底弹簧的轴向刚度取为无穷大。

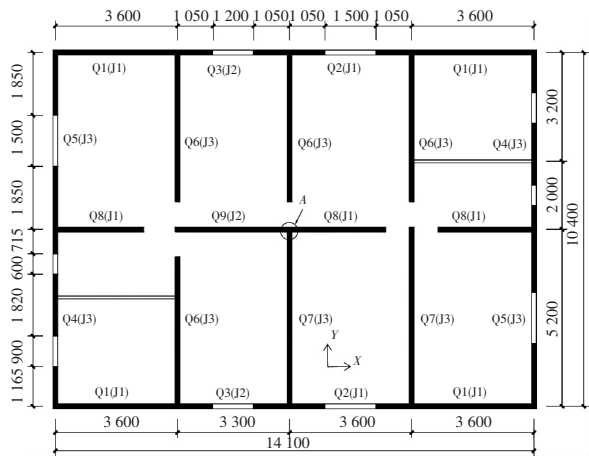


图 7 标准层平面(虚线表示非承重隔墙)

Fig.7 Dwelling plan view (Dotted line for a non-load-bearing partition)

表 3 各墙体构造及非线性弹簧单元恢复力特性输入参数
Tab.3 Configurations and input parameters of each shear wall

墙体 编号	中柱 型号	$b \times h / \text{m}$	$d_1 \sim d_4 / \text{mm}$	$f_1 \sim f_4 / \text{kN}$	r_d, r_f, u_f	$a_{K1,2}, a_{K3,4},$ $a_{K, \text{limit}}$	$a_{D1,2}, a_{D3,4},$ $a_{D, \text{limit}}$	$a_{F1,2}, a_{F3,4},$ $a_{F, \text{limit}}$
Q1	C140 ^e	—	2.8, 6.2, 23.6, 39.2	32.9, 54.5, 82.4, 70.0	0.1, 0.25, 0.1	0.55, 1.5, 0.55	0.5, 1.5, 0.1	0.5, 1.5, 0.1
Q2	C140	1.5×1.5	3.8, 13.0, 27.8, 44.4	28.6, 55.8, 71.5, 60.7	0.1, 0.25, 0.05	0.5, 1.1, 0.65	0.45, 1.5, 0.15	0.4, 1.5, 0.2
Q3	C140	1.2×1.5	3.7, 12.5, 26.9, 106.0	27.2, 53.1, 68.0, 4.8	0.1, 0.25, 0.05	0.45, 1.5, 0.85	0.5, 1.5, 0.1	0.5, 1.5, 0.2
Q4	C140	0.9×1.2 & 0.6×1.2	3.9, 10.5, 22.6, 66.6	29.1, 55.9, 72.7, 11.0	0.3, 0.3, 0.05	0.55, 1.3, 0.4	0.45, 1.5, 0.15	0.5, 1.5, 0.1
Q5	C140	1.5×1.5	3.8, 11.0, 21.1, 100.0	30.9, 54.3, 68.1, 5.8	0.1, 0.25, 0.05	0.5, 1.1, 0.65	0.45, 1.5, 0.15	0.4, 1.5, 0.2
Q6	C89 ^e	1.0×2.4	3.1, 7.0, 26.1, 124.1	27.2, 53.1, 68.0, 4.76	0.1, 0.25, 0.05	0.55, 1.5, 0.55	0.5, 1.5, 0.1	0.5, 1.5, 0.2
Q7	C89 ^e	—	3.3, 9.3, 20.0, 59.0	26.4, 50.8, 66.1, 10.0	0.1, 0.2, 0.05	0.55, 1.3, 0.4	0.45, 1.5, 0.15	0.5, 1.5, 0.1
Q8	C140 ^e	1.0×2.4	2.8, 6.2, 19.6, 100.0	33.0, 58.5, 86.3, 5.0	0.1, 0.2, 0.05	0.5, 1.2, 0.75	0.5, 1.5, 0.1	0.5, 1.5, 0.2
Q9	C140	—	2.7, 5.9, 18.9, 96.0	31.4, 55.6, 82.1, 4.8	0.1, 0.25, 0.05	0.45, 1.4, 0.6	0.5, 1.5, 0.1	0.5, 1.5, 0.2

注:墙体编号见图 7;C140 型龙骨截面尺寸为 140 mm×50 mm×13 mm×1.2 mm,C89 型龙骨截面尺寸为 89 mm×50 mm×13 mm×0.9 mm,“e”表示双拼 C 型柱;墙板布置:Q1~Q5 为 ALC& 玻镁板(BMB)//岩棉//石膏板(GWB)&BMB,Q6~Q9 为 GWB&BMB//岩棉//GWB&BMB,其中 GWB 和 BMB 的厚度均为 12 mm,ALC 板厚度为 50 mm; b 和 h 分别为洞口宽度和高度;其余各符号含义同表 1。

表 4 节点弯矩-转角骨架曲线输入参数

Tab.4 Input parameters of joints' moment-rotation skeleton curves

节点编号	θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	$M_1/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_2/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_3/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_4/(\text{kN} \cdot \text{m})$
J1	0.004	0.012	0.018	0.027	11.44	22.79	28.61	10.0
J2	0.004	0.011	0.016	0.025	11.44	22.79	28.61	10.0
J3	0.005	0.018	0.025	0.040	11.44	22.79	28.61	10.0

注:节点编号见图 7;其余各符号含义同表 1.

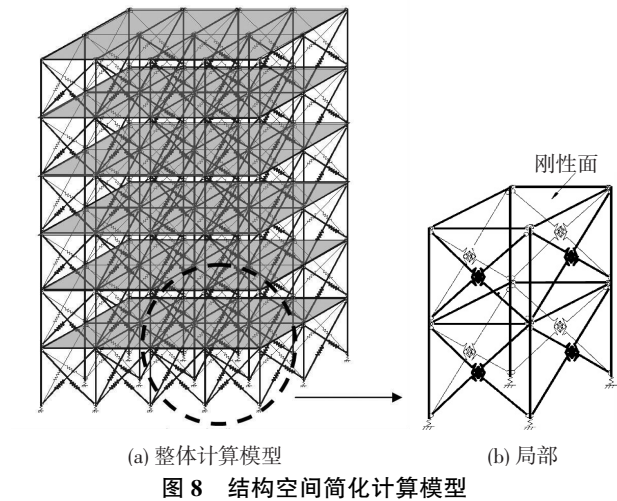


图 8 结构空间简化计算模型

Fig.8 The overall calculation model of mid-rise CFS structure

根据美国规范计算自振周期的近似公式计算^[13],可以得到 6 层冷成型钢结构 ($H=18\text{ m}$) 的自振周期

$$T=0.05H^{3/4}=0.437\text{ s.}$$

(6)

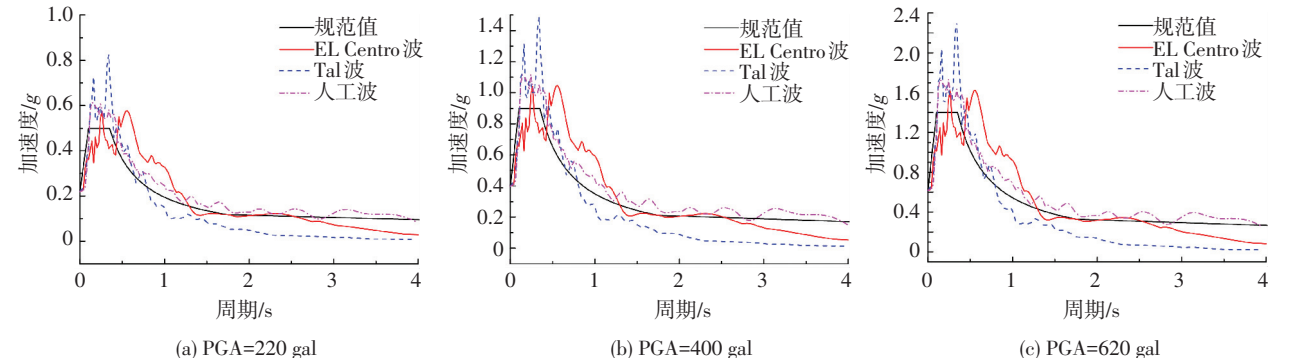


图 9 地震波反应谱($\zeta=5\%^{[14]}$)

Fig.9 Earthquake spectrum($\zeta=5\%^{[14]}$)

3.2.2 结构变形分析

本文从顶点位移和层间位移角两个方面分析结构的变形响应.其中,根据刚性楼面假定,取各楼层 4 个角点在自由度方向的水平位移平均值代表刚性楼板的水平位移,取相邻楼层水平位移平均值的差值为层间位移计算值.图 10 为整体模型在不同地震烈度下各楼层的层间位移角分布,表 6 为结构在两个加载方向的顶点位移(图 7 中 A 点)最大值 A_m 和层间位移角幅值 D_m .可以看出,结构层间位移角在不同地震波作用下的总体变化趋势一致,最大层间位移角均发生在结构底层;在多遇地震作用下,结构的层间位移角幅值 D_m 均小于其变形限值 ($1/300\text{ rad}$) 要求.对比结

与式(6)相比,简化模型计算所得结构主振型(横向)的自振周期 $T_1=0.463\text{ s}$,二者比较接近.

3.2 非线性时程分析

3.2.1 地震波选取

本文非线性时程分析用地震波的详细信息如表 5 所示,加速度反应谱如图 9 所示.将地震加速度时程按 X 方向和 Y 方向输入计算整体结构的响应,研究结构在 7 度、8 度、9 度多遇和罕遇地震作用下的变形和内力.参考文献[14],结构阻尼比取 5%.对结构进行弹塑性时程分析之前,将重力荷载代表值以集中荷载的形式施加到各层柱顶节点,作为后续非线性时程分析的初始条件.

表 5 地震波记录

Tab.5 Earthquake records

地震波名称	时间间隔/s	时长/s	地点
Tal	0.005	69.195	TAL-TALCA
EL Centro	0.020	53.760	Imperial Valley
人工波	0.020	40.000	—

构在两个加载方向的响应可以得出,与墙体开洞率较大的 X 方向相比,结构在抗剪墙分布较密且开洞率较小的 Y 方向的变形明显偏低.由此可以得出,在此类冷成型钢结构设计过程中应该合理布置抗剪墙体,对于门窗洞口布置较多的地方,应采取加强措施.

对比表 6 中结构在罕遇地震作用下的层间位移角幅值可以得出,结构在 X 、 Y 两个方向的层间位移角均满足弹塑性变形限值要求,并远小于国外规范(FEMA 356)^[15]对密肋式结构的抗倒塌变形限值要求,结构不会发生倒塌破坏.由此可以得出,采用 $1/75\text{ rad}$ 作为多层强边柱冷成型钢结构的弹塑性变形限值,结构的强震安全性可得到保证.

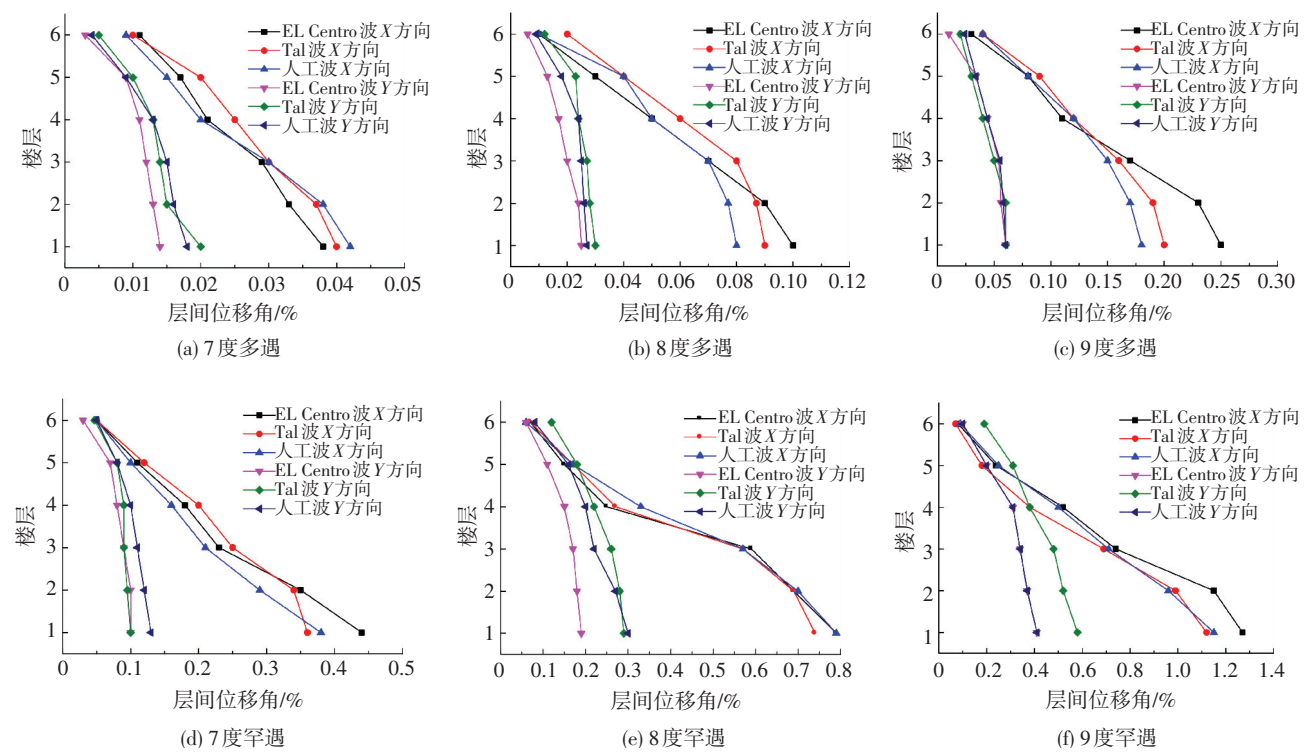


图 10 各楼层层间位移角

Fig.10 Story drift ratio

表 6 结构顶点位移最大值 A_m/mm 和层间位移角幅值 $D_m/\%$

Tab.6 Maximum displacements A_m/mm of point A and the amplitudes $D_m/\%$ of story drift ratio

地震波		7 度多遇		7 度罕遇		8 度多遇		8 度罕遇		9 度多遇		9 度罕遇	
		A_m	D_m	A_m	D_m	A_m	D_m	A_m	D_m	A_m	D_m	A_m	D_m
Tal 波	X 方向	4.5	0.04	36.8	0.36	11.0	0.09	73.8	0.74	22.9	0.20	98.2	1.12
	Y 方向	2.0	0.02	14.0	0.10	3.5	0.03	42.2	0.29	7.5	0.06	64.9	0.58
EL Centro 波	X 方向	3.4	0.04	38.2	0.44	11.0	0.10	79.6	0.79	26.1	0.25	116.1	1.27
	Y 方向	1.6	0.01	14.4	0.10	2.9	0.02	26.1	0.18	7.4	0.06	50.1	0.41
人工波	X 方向	5.4	0.04	32.9	0.38	9.8	0.08	77.5	0.79	21.2	0.18	106.9	1.15
	Y 方向	2.1	0.02	14.7	0.13	3.4	0.03	30.7	0.30	7.4	0.06	50.1	0.41

3.2.3 墙体内力分析

将各抗剪墙体非线性弹簧单元的最大内力计算值 f_{pc} 与表 3 中对应屈服强度 f_2 进行对比,可以得到结构各层抗剪墙体的屈服情况.由于结构在多遇地震作用下未出现墙体屈服,因此本文主要列出结构在 7~9 度罕遇地震下的抗剪墙体屈服情况,见表 7.对比得出,抗剪墙体的布置情况对结构的抗震性能影响显著;在不同烈度地震作用下,相对于布置较密的 Y 方向抗剪墙体(Q4~Q7),结构 X 方向的抗剪墙体(Q1~Q3、Q8~Q9)内力较大,墙体的屈服数量较多,其中在 9 度罕遇地震作用下,底层抗剪墙体全部屈服,且随着地震烈度的增加,抗剪墙体屈服现象持续发展至第 3 层,而结构 Y 方向的抗剪墙体仍处于弹性阶段.

表 8 为结构 X 方向底层抗剪墙体的非线性弹簧单元最大内力 f_{pc} (见表 7)与其屈服强度 f_2 和峰值力 f_3 (见表 3)的比值.可以看出,在 7 度罕遇地震作用

下,仅抗剪墙体 Q8 和 Q9 达到其屈服强度 f_2 ;当地震烈度达到 8 度罕遇时,大多数抗剪墙体屈服,且与开洞率较大的抗剪墙体 Q2 和 Q3 相比,未开洞或开洞较小的抗剪墙体 Q1 和 Q8、Q9(位于结构 X 方向)的最大内力 f_{pc} 均远远超出其屈服强度 f_2 .当地震烈度达到 9 度罕遇时,抗剪墙体全部屈服,结构 P- Δ 效应加剧,但各抗剪墙体的最大内力 f_{pc} 平均低于其峰值力 f_3 8%,未达到其破坏荷载^[16],结构不会发生倒塌破坏.方钢管混凝土柱的表现也很出色,9 度罕遇时,各抗剪墙体边柱的单元内力 F_m 均未达到其临界压屈荷载 F_{mcr} (见图 11),边柱未发生压屈破坏,从而形成了除墙板外的第二道安全防线、提高了结构的抗倒塌能力.因此除了合理布置抗剪墙体和加强组合墙体的抗剪强度外,还应提高方钢管混凝土边柱的竖向承载能力,避免结构因墙体边柱的压屈破坏而导致整体结构失效,从而保证整体结构在特大地震作用下的安全性.

表 7 非线性弹簧单元最大内力 f_{pc}/kN 及 1~3 层抗剪墙体屈服数量 n_1,n_2,n_3

Tab.7 The maximum internal force f_{pc}/kN of nonlinear spring elements and the number n_1,n_2,n_3 of yield shear walls of stories 1~3, respectively

项目内容	EL Centro 波			Tal 波			人工波		
	7 度罕遇	8 度罕遇	9 度罕遇	7 度罕遇	8 度罕遇	9 度罕遇	7 度罕遇	8 度罕遇	9 度罕遇
f_{pc}	Q1	50.5	64.7	75.1	52.5	60.2	73.6	54.0	62.9
	Q2	43.0	54.8	64.2	38.0	47.9	63.1	40.1	51.3
	Q3	42.4	53.9	63.6	37.5	54.2	61.9	39.7	53.2
	Q4	20.3	38.3	48.2	23.9	50.7	45.5	24.1	48.4
	Q5	19.2	36.6	48.0	23.1	43.7	45.3	23.3	47.8
	Q6	20.4	36.8	42.7	22.7	46.5	43.1	26.4	42.7
	Q7	18.9	31.4	30.7	26.4	30.1	35.5	18.5	36.2
	Q8	60.7	68.0	76.1	57.0	63.5	78.0	58.8	69.8
	Q9	60.1	66.4	75.3	56.8	65.9	77.4	58.2	69.4
(n_1,n_2,n_3)	(4,0,0)	(10,6,0)	(12,12,8)	(2,0,0)	(10,6,0)	(12,10,8)	(4,0,0)	(10,6,0)	(12,10,8)

表 8 X 向底层抗剪墙体的非线性弹簧单元内力对比

Tab.8 Comparisons of the internal force of bottom shear walls along X direction

项目 内容	f_{pc}/f_2			f_{pc}/f_3		
	7 度 罕遇	8 度 罕遇	9 度 罕遇	7 度 罕遇	8 度 罕遇	9 度 罕遇
Q1	0.99	1.19	1.38	0.66	0.79	0.91
Q2	0.77	0.98	1.15	0.60	0.77	0.90
Q3	0.80	1.02	1.20	0.62	0.80	0.94
Q8	1.04	1.19	1.34	0.70	0.81	0.91
Q9	1.08	1.25	1.40	0.73	0.84	0.94

注: f_{pc}/f_2 和 f_{pc}/f_3 分别为结构 X 方向底层抗剪墙体的非线性弹簧单元最大内力与其屈服强度和峰值力的比值。

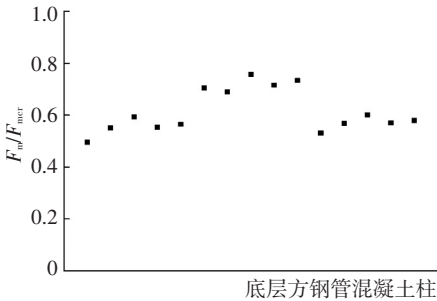


图 11 底层方钢管混凝土柱的 F_m/F_{mcr}

Fig.11 The ratio of F_m to F_{mcr} of bottom concrete-filled rectangular steel tube columns

4 结 论

- 1)考虑节点连接性能的等代拉压杆模型能够准确体现强边柱冷成型钢组合墙体的抗侧性能,可用于预测整体结构的实际受力特性。
- 2)采用 1/300 作为多层冷成型钢房屋住宅结构在多遇地震作用下的层间位移角限值安全可靠;在罕遇地震作用下,采用 1/75 rad 作为多层冷成型钢结构的弹塑性层间位移角限值,结构的强震安全性可得到保证。
- 3)在 9 度罕遇地震作用下,多层强边柱冷成型钢结构的变形仍满足弹塑性变形限值要求,且底层各抗剪墙体的非线性弹簧单元最大内力平均低于其峰值力 8%,同时方钢管混凝土边柱形成了除墙板外的第二道安全防线,结构不会发生倒塌破坏。
- 4)进行多层强边柱冷成型钢结构设计时,不宜采用两个方向刚度差异过大的抗剪墙体组合,同时应重点加强结构沿墙体开洞率较大方向的墙体抗剪强度。

在特别高烈度地区进行多层冷成型钢房屋住宅结构设计时,应兼顾墙体抗剪强度和墙体边柱的竖向承载能力,避免结构因墙体边柱的压屈破坏而导致整体结构失效,从而保证结构在特别高烈度区的抗倒塌能力。

参考文献

[1] CHEN Wei, YE Jihong, BAI Yu, et al. Full-scale fire experiments on load-bearing cold-formed steel walls lined with different panels [J]. Journal of constructional steel research, 2012, 79: 242–254. DOI: 10.1016/j.jcsr.2012.07.031.

[2] WANG Xingxing, YE Jinghong. Reversed cyclic performance of cold-formed steel shear walls with reinforced end studs [J]. Journal of constructional steel research, 2015, 113: 28–42. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.05.012

[3] 叶继红,陈伟. 多层冷成型钢住宅结构:ZL101509274 [P]. 2011–05–25.

[4] 叶继红,王星星,冯若强,陈伟. 冷成型钢房屋梁与方钢管混凝土柱的连接节点及连接方法:ZL201410525115.2 [P]. 2016–05–04.

[5] WANG Xingxing, YE Jihong. Cyclic testing of two- and three-story CFS shear-walls with reinforced end studs [J]. Journal of Construction Steel Research, 2016, 121: 13–28. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.12.028.

[6] FÜLÖP L A, DUBINA D. Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part II: Numerical modeling and performance analysis [J]. Thin-Walled Structures, 2004, 42: 339–349. DOI:Org/10.1016/S0263–8231 (03)00064–8.

[7] LANDOLFO R, FIORINO L, CORTE G D. Seismic behaviour of sheathed cold-formed structures: physical tests [J]. Journal of structure engineering, ASCE 2006, 132(4): 570–581. DOI: 10.1061/(ASCE)0733–9445(2006)132:4(570).

[8] BUONOPANE S G, BIAN G, TUNT H, et al. Computationally efficient fastener-based models of cold-formed steel shear walls with wood sheathing [J]. Journal of constructional steel research, 2015, 110: 137–148. DOI: 10.1016/j.jcsr. 2015.03.008.

[9] YE Jihong, WANG Xingxing. Piecewise function hysteretic model for cold-formed steel shear walls with reinforced end studs [J]. Applied sciences, 2017, 7(1): 94. DOI: 10.3390/app70100 94.

[10] 低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程:JGJ 227—2011 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.

[11] 日本钢铁联盟. 薄板轻量形鋼造建築物設計の手引き.[S]. 东京:技报堂出版社, 2001.

[12] 陈伟,叶继红,汪正流. 一种预制装配轻钢耐火组合楼盖结构: ZL201310439815.5 [P]. 2015–07–29.

[13] American Society of Civil Engineers. Minimum design loads for buildings and other structures: SEI 7–10 [S].Virginia: American Society of Civil Engineers, 2010.

[14] DUBINA D. Behavior and performance of cold-formed steel-framed houses under seismic action [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64 (7): 896–913. DOI:10.1016/ j.jcsr.2008.01.029.

[15] American Society of Civil Engineers. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA 356 [S].Virginia: American Society of Civil Engineers, 2000.

[16] 建筑抗震试验方法规程:JGJ 101—96 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,1997.

(编辑 赵丽莹)