

门式刚架不同加固方法抗震性能的对比研究

宣立发¹, 梁玉国², 魏超凡¹, 赵贵金¹, 赵凯璇¹

(1. 河北工程大学 土木工程学院, 邯郸 056038; 2. 河北省建筑科学研究院有限公司, 石家庄 050227)

摘要: 为了研究加固后门式刚架的抗震性能, 运用 Midas Gen 建立结有限元模型, 通过特征值分析获得其主要动力特性; 对处于多遇地震下的刚架进行反应谱分析, 研究不同地震工况下加固门式刚架的位移响应; 采用动力时程分析法, 在不同地震波作用下对比分析加固前后结构时程响应。结果表明: 加固后结构的自振周期均呈减小趋势; 采用改变结构体系加固法加固刚架后, 其抗侧刚度和抗扭刚度显著增强; 采用增大截面法加固的结构在弹性阶段抗震表现最优; 观察到相较于其他加固方法, 改变结构体系加固法和增大截面法对各种抗震设防烈度下原结构的柱顶位移加固作用显著。该研究成果可为针对门刚的抗震情况择优加固提供借鉴与参考。

关键词: 门式刚架; 加固设计; 抗震性能; 有限元分析

中图分类号: TU278 文献标志码: A 文章编号: 1005-8249 (2026) 05-0154-06

DOI: 10.19860/j.cnki.issn1005-8249.2026.05.023

Comparative Study on Seismic Performance of Portal Rigid Frame with Different Reinforcement Methods

XUAN Lifa¹, LIANG Yuguo², WEI Chaofan¹, ZHAO Guijin¹, ZHAO Kaixuan¹

(1. School of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan 056038, China;

2. Hebei Academy of Building Research Co., Ltd., Shijiazhuang 050227, China)

Abstract: In order to study the seismic performance of reinforced front and rear rigid frames, Midas Gen was used to establish the finite element model, and the main dynamic characteristics were obtained by eigenvalue analysis. The response spectrum analysis of rigid frames under frequent earthquakes is carried out, and the difference of displacement response of reinforced front and rear rigid frames under different seismic conditions is studied. Using dynamic time history analysis method, the time history response of the structure before and after reinforcement is compared and analyzed under different seismic waves. The results show that the natural vibration period of the structure is decreasing. After the frame was strengthened by the method of changing the structural system, its lateral stiffness and torsional stiffness were significantly enhanced. The structure reinforced by the expanded section method has the best seismic performance in the elastic stage. It is observed that, compared with other reinforcement methods, the structural system modification reinforcement method and the section enlargement method have a significant reinforcing effect on the column top displacement of the original structure under various seismic fortification

intensities. This research outcome can provide reference and guidance for the optimal reinforcement of portal frames in terms of their seismic resistance.

Key words: portal frame; reinforcement design; seismic performance; finite element analysis

0 引言

地震动极其复杂, 且随机性很强^[1], 即使在同一地点, 每一次地震也不相同。我国地处环太平洋地震带与欧亚地震带之间, 地震活动频繁, 地震灾害风险长期存在。唐山、汶川等多次大地震的惨痛数据, 直接印证了做好建筑抗震重要性, 而轻质钢强度高、延性好, 地震中可通过变形消耗能量, 避免脆性破坏。基于此, 对轻钢结构的抗震设防研究迫在眉睫。

Karamanos 等^[2]研究了在强震作用下 20 m 单跨和 24 m 两跨的轻钢厂房的抗震性能, 并与 Eurocode 8 (欧洲规范) 作对比; Loss 等^[3]提出了一种用于评估铰结点木门式框架结构在正常使用和极限状态下的地震位移能力的分析模型, 不仅可用于预测位移, 还能构造基于性能的地震工程的脆性曲线; Mojtabaei 等^[4]采用静力试验和有限元方法, 研究一种新型冷弯型钢 (CFS) 抗弯矩门式刚架的抗震性能, 通过增加柱的宽厚比, 该结构的延性比和耗能能力显著提高; 冉红东等^[5]运用 ABAQUS 对五个门式刚架进行动力时程分析研究其在纵向地震影响下的受力情况, 大震作用下刚架侧移不满足要求且存在支撑塑性破坏等问题; 林全峰等^[6]根据特殊设施门刚实例, 进行常见抗震分析方法对轻钢厂房在 2 倍大震下的抗倒塌性能及部分构件的抗跌落性能的研究, 主肋骨的强度储备及其与刚架横梁的结合强度, 发现直接影响到屋盖的抗震能力和抗滑移能力; 周宇等^[7]采用功率谱法基于有限元模型分析门式刚架的地震易损性, 附着黏滞阻尼器门刚结构相比原结构展现出更好的抗震性能, 抗震能力提高 30%; Kawaguchi 等^[8]对门式刚架试件进行了恒定垂直荷载和交替重复水平荷载的试验。发现 CFT 刚架的抗震性能优于同类型刚架; Trapani 等^[9]基于意大利和南欧的轻钢厂房进行地震反应研究, 在 OpenSees 中开发了门刚参数化模型, 导出了可用于具有固定节点或摩擦节点的门刚需求评估的谱解析表达式;

Ghabussi 等^[10]采用了 5 个长度和厚度相同, 但角度和偏心率不同的钢质弯曲阻尼器加固门式刚架, 发现减小阻尼器角度可以提高结构的强度, 其中 30°和 60°的 SCD 对提高刚架强度和耗能最明显; 高轩能等^[11]总结了目前国内外变截面门式刚架地震反应的最新发展状况, 给予我国当前规范关于变截面门式刚架抗震设计等不足方面的建议与分析; 徐勇等^[12]对变截面铰接柱脚门式刚架进行滞回加载有限元分析与试验, 发现该刚架具有优异的抗震表现; 蔡世勋等^[13]通过圆形孔蜂窝梁门刚结构的耗能能力、延性等指标, 利用 ABAQUS 软件研究梁端孔位置对结构抗震性能的影响, 梁端开孔净距越大, 其极限荷载越大, 耗能越大; 陈明等^[14]对双肢冷弯 C 形钢门式刚架进行有限元分析和拟静力试验, 提出了一种适合于门式钢柱在地震作用下顶部破坏变形的计算方法, 并对其抗震性能进行了分析; 魏超凡等^[15]采用建模对比研究中欧雪荷载规范对门式刚架结构的影响, 结果表明 GB 51022—2015《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》^[16]雪荷载计算方法较为简单, 且在不均匀分布上呈现更大保守性。

综上, 由于目前对使用不同方法加固门式刚架抗震性能研究不足, 无法为类似建筑减少震后损失, 故针对处于抗震设防烈度 7 度 (0.15g) 的门式刚架, 运用特征值分析、反应谱分析法和动力时程分析法等, 利用有限元软件建立空间整体模型, 研究不同参数改变对关键部位的动力与位移的影响, 探讨采用不同方案加固后门式刚架的抗震性能, 为同类型的工程提供理论参考, 进一步降低地震风险。

1 工程概况

厂房位于乌兰察布市丰镇市氟化工高科技园东区。东料棚于 2007 年竣工, 现已投入使用。该建筑物总建筑面积 3 327.75 m², 建筑总高度 9.3 m, 单层门式刚架结构, 基础形式为柱下独立基础, 屋面板为单层压型钢板。

建筑结构

钢梁与钢梁、钢梁与钢柱均采用螺栓连接,屋面檩条与屋面板采用铆钉连接,屋面檩条与钢梁采用螺栓连接。钢柱尺寸为 $H(400 \sim 960) \times 240 \times 10 \times 14$, H 型钢梁尺寸分别 $(450 \sim 1100) \times 240 \times 10 \times 14$ 、

$450 \times 240 \times 10 \times 14$, 檩条尺寸 $C160 \times 60 \times 20 \times 2.2$, 屋面支撑尺寸为单角钢 80×6 , 柱间支撑尺寸 $H250 \times 125 \times 6 \times 8$, 系杆的尺寸 $D120 \times 3.5$ 。所有构件钢材型号均为 Q235, 该建筑立面图如图 1 所示。

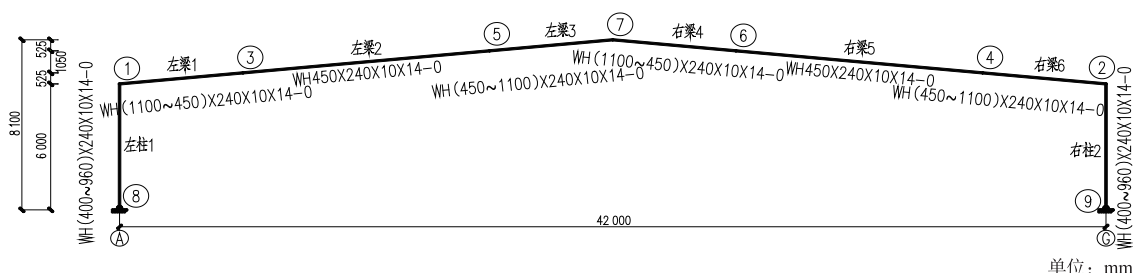


图 1 刚架立面图

Fig. 1 Rigid frame elevation

该建筑物所处地区地震设防烈度为 7 度 ($0.15g$), 地震分组为第二组, 基本风压为 0.6 kN/m^2 , 基本雪压为 0.4 kN/m^2 。屋面恒载标准值取 0.30 kN/m^2 (其中光伏设备荷载取值为 0.15 kN/m^2 , 檩条自重荷载取值为 0.04 kN/m^2 , 屋面做法荷载计算标准值为 0.08 kN/m^2), 不上人屋面活荷载标准值取 0.5 kN/m^2 , 檩条计算时活荷载标准值取 0.5 kN/m^2 。经承载力验算校核, 该建筑物承载力在现有状态下不满足增设光伏设备要求。

2 门式刚架加固措施

根据工况和相关规范^[16-18], 提出 4 种钢结构加固方案:

(1) 增大截面加固法 (方案一)

左柱 1 底部加焊 $(0 \sim 350) \times 340 \times 10 \times 14 \text{ T}$ 型钢; 右柱 2 底部加焊 $(0 \sim 350) \times 240 \times 10 \times 14 \text{ T}$ 型钢, 上翼缘两侧分别加焊 50×14 钢板; 各段钢梁沿梁段全长底部加焊 $250 \times 240 \times 10 \times 14 \text{ T}$ 型钢。

(2) 粘贴钢板加固法 (方案二)

左柱 1 上翼缘顶粘贴 240×5 钢板, 上翼缘底两侧分别粘贴 115×5 钢板, 下翼缘底粘贴 300×5 钢板, 下翼缘顶两侧分别粘贴 145×5 钢板,

腹板粘贴 5 mm 厚钢板, 下翼缘两侧分别加焊 30×14 钢板; 右柱 2 上翼缘顶粘贴 300×5 钢板, 上翼缘底两侧分别粘贴 145×5 钢板, 下翼缘底粘贴 240×5 钢板, 下翼缘顶两侧分别粘贴 115×5 钢板, 腹板粘贴 5 mm 厚钢板, 上翼缘两侧分别加焊 30×14 钢板;

左梁 1、3 与右梁 4、6 上翼缘顶粘贴 240×5 钢板, 上翼缘底两侧分别粘贴 115×5 钢板, 下翼缘底粘贴 240×5 钢板, 下翼缘顶两侧分别粘贴 115×5 钢板, 腹板粘贴 5 mm 厚钢板; 左梁 2 和右梁 5 上翼缘顶粘贴 240×5 钢板, 上翼缘底两侧分别粘贴 115×5 钢板, 下翼缘底粘贴 240×5 钢板, 下翼缘顶两侧分别粘贴 115×5 钢板, 腹板粘贴 8 mm 厚钢板。

(3) 改变结构体系加固法 (方案三)

左柱 1 距柱顶 2.3 m 处与距左梁 1 左端 2.647 m 处设置 $D145 \times 10$ 斜撑, 底部加焊 $(0 \sim 150) \times 240 \times 10 \times 14 \text{ T}$ 型钢; 右柱 2 距柱顶 2.3 m 处与距右梁 6 右端 2.647 m 处设置 $D145 \times 10$ 斜撑, 底部加焊 $(0 \sim 150) \times 240 \times 10 \times 14 \text{ T}$ 型钢; 左梁 1、3 及右梁 4、6 底部加焊 $150 \times 240 \times 10 \times 14 \text{ T}$ 型钢; 左梁 2 与右梁 5 底部加焊 $150 \times 240 \times 10 \times 14 \text{ T}$ 型钢, 上翼缘底两侧分别粘贴 115×3 钢板。

(4) 预应力加固法 (方案四)

经有限元计算分析, 钢梁和钢柱无需加固。将梁柱端部轴线交点处作为锚固端, 通过张拉 2 根钢绞线拉索来施加预应力, 拉索初拉力拟采用 360 kN 。在拉索中部布设 1 根撑杆与钢梁连接, 形成弦支刚架。

3 有限元模型建立

为使结果更真实体现刚架在地震作用下的受力情况, 刚架的抗震反应宜采用空间整体结构模型。其中, 刚架柱脚与地基采用铰接连接, 即约束水平

和竖向位移，允许绕约束方向转动。钢梁与钢梁、钢柱与钢梁之间均采用刚性连接，斜撑两端利用高强度螺栓连接，边界设为铰接形式。在有限元软件中对预应力加固门刚结构建模时，柱和斜梁采用梁单元模拟，撑杆使用桁架单元模拟，钢绞线拉索利用只受拉单元-索单元模拟建模。拉索锚固端须固接在梁柱轴线交点处，撑杆与拉索、刚架的连接方式视作刚接。采用桁架单元模拟屋面檩条、墙檩、屋面支撑及柱间支撑。为方便布荷，运用梁单元模拟屋面刚性系杆，释放 X 方向平动的梁端约束，达到承受压力的效果。按照原设计要求，抗风柱两端均设置为铰接连接。

4 有限元结果对比分析

4.1 自振周期对比分析

在结构分析设计软件中建立刚架加固前后模型，设置计算 12 阶振型进行特征值分析，结果如图 2 所示。

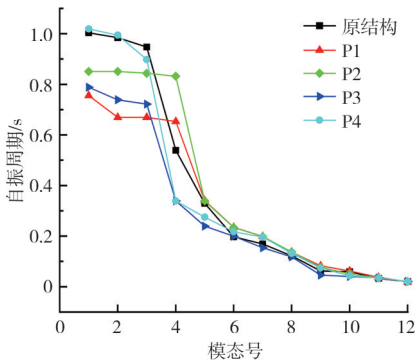


图 2 加固前后刚架周期对比
Fig. 2 Period comparison of rigid frame before and after reinforcement

与原结构周期相比，方案一、二、三加固后前三阶振型周期均减小，其中方案一周期分别降低了 24.72%、32.01%及 29.37%，在四种方案中降幅显著。后面的模态在前两种加固方案中自振周期基本呈现上升趋势，说明采用扩截面法和粘钢法加固后，结构在初期的抗侧刚度增大，中期及后期的抵抗变形能力减弱。方案三中刚架周期的差值相对为正值，在所有方案中抗震能力最强。方案四中弦支刚架在起始阶段与原结构的周期不相上下，但在中、高阶振型中周期差值总体上是负值，表明弦支刚架后期

的整体抗侧刚度减小，抗震表现较差。

4.2 层间位移及位移角对比分析

定义 X、Y 方向地震作用力，对刚架进行反应谱分析。仅考虑 RX (RS) 和 RY (RS) 两种反应谱荷载工况，得到结构的位移响应结果，见表 1。

方案名称	X 向地震		Y 向地震	
	最大层间位移/mm	最大层间位移角	最大层间位移/mm	最大层间位移角
	最大层间位移/mm	最大层间位移角	最大层间位移/mm	最大层间位移角
原结构	12.732 9	1/471	2.186 8	1/274 4
方案一	8.104 1	1/740	1.445 3	1/415 1
方案二	10.577 5	1/567	1.726 8	1/347 5
方案三	9.044 2	1/663	1.603 8	1/374 1
方案四	12.855 9	1/467	1.983 4	1/302 5

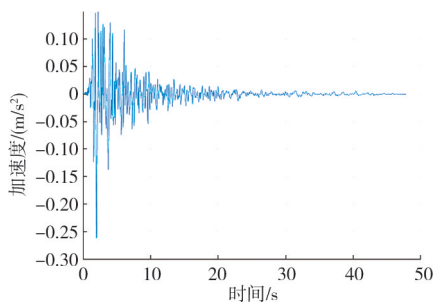
在地震作用下，方案一 X 向最大层间位移为 8.104 1 mm，较原结构降低 36.31%；Y 向最大层间位移为 1.445 3 mm，同比降幅 33.91%，说明 X 向比 Y 向加固后效果要好，且增大截面法显著提高了原结构的抗侧刚度，抗震性能优异。而方案四比原结构在 X 向略增 0.123 mm，原因应是预应力加固时在梁柱轴线交点处设置了锚固端，破坏相应钢构件，降低了原节点域的作用，导致侧向刚度较原结构稍弱，故其最大层间位移角在所有加固方案中最大。

4.3 柱顶位移及加速度对比分析

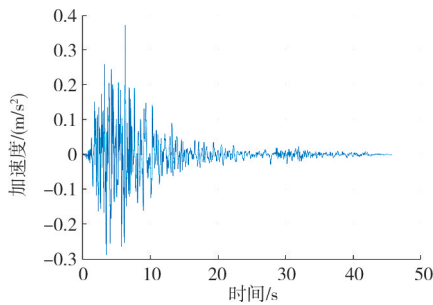
按照要求从美国加州大学伯克利分校提供的太平洋地震工程研究中心地震动数据库筛选 2 条天然地震波，并依据规范中设计反应谱合成一条人工波，如图 3 所示。由于中国和美国的规范对于土层剪切波速定义不同，需进行换算。工程位于 II 类场地，经转换 $260\text{ m/s} < V_{s30} < 510\text{ m/s}$ ，有效持时为 15~25 s。

建立刚架模型，定义双向组合地震与 X、Y 单向地震作用时程荷载工况，以特征值分析为基础对结构做动力时程分析。单向地震时程分析比例系数取为 10 m/s^2 ；双向地震 YX 时程分析 Y 向比例系数是重力加速度 10 m/s^2 ，X 向系数取为 0.85 倍重力加速度的 17/20。同理可知，双向地震 XY 时程分析 X 向比例系数是重力加速度 10 m/s^2 ，Y 向系数取为 0.85 倍重力加速度的 17/20。根据规定分别调整地震峰值加速度，并分别沿对应方向，对刚架施加地震力。

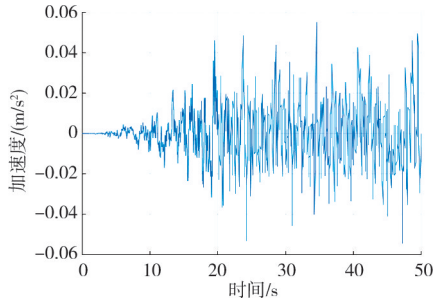
建筑结构



(a) Managua-Nicaragua-02 地震波



(b) Managua-Nicaragua-01 地震波



(c) 人工地震波

图 3 地震波

Fig. 3 Seismic wave

由表 2 可知,原结构在 Managua-02 波作用下最大位移是 -70.02 mm,经过方案一加固后位移为 35.61 mm,降低了 49.14%;原结构在 Managua-01 波影响下峰值位移是 -75.10 mm,经过方案三加固后位移为 -61.0 mm,降幅达 18.77%;原结构在人工波作用下位移最大值是 -99.91 mm,经过方案一加固后位移是 -56.26 mm,优化了 43.69%。经各种方案加固后的结构几乎在不同程度上提高了原结构的刚度,位移幅值变化显著。其中,从整体加固效果上来讲,方案一>方案三>方案四>方案二。所有最大位移值均处于双向地震 XY 时程荷载工况 X 方向,且该钢柱均靠近边跨刚架,说明对于加固前后柱顶位移,双向

XY 组合地震力起着主要控制作用,且在 X 方向表现明显,离边跨刚架愈近作用效果愈明显。尽管三种地震波在同种工况下峰值加速度均相同,但人工波引起的刚架柱顶位移相对最大,Managua-02 波几乎最小,Managua-01 波介于两者之间,可知地震波固有的频谱特性对刚架位移响应影响较大,宜合理选择地震波。

在 Managua-01 波影响下,原结构最大加速度为 -6.168 m/s²,经过方案二加固后改善了 11.64%;在人工波作用下,原结构最大加速度为 5.827 m/s²,经过方案四加固后降低了 9.92%;在 Managua-02 波影响下,原结构最大加速度为 -4.255 m/s²,经过方案三加固后优化了 5.08%。可知与原结构相比,加固后结构的柱顶加速度基本呈现减小趋势,但差距并不大,且在不同地震波及工况下,各种方案加固效果不尽相同,无显著规律性。

表 2 加固前后结构柱顶位移和加速度

Table 2 Displacement and acceleration at the top of the structural columns before and after reinforcement

参数	地震波 工况	Managua-02		Managua-01		人工波	
		多遇 地震	罕遇 地震	多遇 地震	罕遇 地震	多遇 地震	罕遇 地震
位移 /mm	原结构	-12.42	-70.02	-13.32	-75.10	-14.84	-99.91
	方案一	6.32	35.61	-11.81	-66.54	7.91	-56.26
	方案二	-13.37	-75.34	-13.35	-75.27	-13.12	80.65
	方案三	-8.69	-48.98	-10.82	-61.00	9.84	72.18
	方案四	11.09	62.49	-11.84	-66.76	-15.10	-96.93
加速度 /(m/s ²)	原结构	-0.755	-4.255	-1.094	-6.168	1.052	5.827
	方案一	-0.730	-4.113	-1.320	-7.437	0.924	6.500
	方案二	0.780	4.396	0.967	5.450	0.942	5.612
	方案三	0.717	4.039	-1.036	-5.841	-1.040	6.840
	方案四	-0.753	-4.242	-1.049	-5.910	1.036	5.249

5 结论

以 Midas Gen 为载体建立有限元模型,通过特征值分析、反应谱分析、动力时程分析研究位移等响应差异,基于不同加固方法对门式刚架的作用效果不同,故对不同工况下加固后门刚的抗震性能影响大小进行对比分析,得到以下结论:

(1) 结构经过特征值分析后,改变结构体系加固法显著提高了原结构的抗侧刚度与抗扭刚度,而弦支刚架后期抗震表现较差,但抵抗扭转变形能力极强。

建筑结构

(2) 对原结构采用反应谱分析, 发现其层间位移角超过限值 $1/550$, 通过方案一加固后抗震表现优异, 而弦支刚架不满足弹性阶段抗震要求, 宜加强横向抵抗变形能力。

(3) 对于结构柱顶位移加固效果, 增大截面加固法>改变结构体系加固法>预应力加固法>粘贴钢板加固法。产生最大柱顶位移及加速度的钢柱均靠近边跨刚架, 且双向 XY 组合地震力起主要控制作用, 在 X 方向表现尤为显著。

(4) 地震波固有的频谱特性对刚架的位移、加速度响应影响较大, 须着重考虑地震波选用的规范合理性。

参 考 文 献

- [1] 李奇, 陈学良, 高孟潭, 等. 物理地震危险性分析中的地震动模拟方法研究进展 [J]. 世界地震工程, 2022, 38 (2): 239-250.
- [2] Karamanos A S, Karamanos S A. Earth-quake effects on low-rise steel buildings in highseismicity areas: a designer's view [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1997, 44 (1-2): 115-128.
- [3] Loss C, Zonta D, Piazza M. On Estimating the seismic displacement capacity of timber portal-frames [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2013, 17 (6): 879-901.
- [4] Mojtabaei S M, Kabir M Z, Hajirasou-Liha I, et al. Analytical and experimental study on the seismic performance of cold-formed steel frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 143: 18-31.
- [5] 冉红东, 宋广凯, 刘凯. 多层柱间支撑门式刚架结构的纵向抗震性能研究 [J]. 西安建筑科技大学学报 (自然科学版), 2018, 50 (3): 331-338.
- [6] 林全峰, 刘熠. 某特殊设施门式刚架厂房的抗地震倒塌性能及屋面板抗跌落分析与设计 [J]. 工程抗震与加固改造, 2021, 43 (2): 24-29, 61.
- [7] 周宇, 甘露一, 赵青, 等. 基于模型确认的附着黏滞阻尼器门式刚架地震易损性分析 [J]. 地震工程学报, 2022, 44 (4): 794-802.
- [8] Kawaguchi J, Morino S, Sugimoto T, et al. Experimental study on structural characteristics of portal frames consisting of square CFT columns [M] // [S. I.]: Composite Construction in Steel and Concrete IV, 2002: 725-733.
- [9] Trapani F D, Ferro G A, Malavisi M, et al. An openses framework to build displacement demand spectra for portal-frame industrial facilities [C] //Eurasian OpenSees Days. 2019.
- [10] Ghabussi A, Marnani J A, Rohanimanesh M S. Improving seismic performance of portal frame midas genstructures with steel curved dampers [C] //Structures. Elsevier, 2020, 24: 27-40.
- [11] 高轩能, 黄文欢, 李琨, 等. 变截面门式刚架稳定及地震反应研究进展 [J]. 西北地震学报, 2008 (2): 193-200.
- [12] 徐勇, 陈以一, 程欣, 等. 轻型门式刚架抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2010, 31 (10): 76-82.
- [13] 蔡世勋, 毕然, 佟蕾, 等. 蜂窝梁门式刚架抗震性能研究 [C] //中国力学学会结构工程专业委员会, 华东交通大学, 中国力学学会《工程力学》编委会. 第 28 届全国结构工程学术会议论文集 (第 III 册). [出版者不详], 2019: 7.
- [14] 陈明, 王慧玲, 李补拴, 等. 螺栓垫板连接式双肢冷弯 C 形钢门式刚架抗震性能研究 [J]. 建筑结构, 2022, 52 (18): 108-114, 47.
- [15] 魏超凡, 赵贵金, 张新杰, 等. 基于中欧雪荷载规范的门式刚架加固有限元模型力学性能对比研究 [J]. 粉煤灰综合利用, 2025, 39 (2): 117-123.
- [16] GB 51022—2015 门式刚架轻型房屋钢结构技术规范 [S].
- [17] GB 51367—2019 钢结构加固设计标准 [S].
- [18] GB 50009—2012 建筑结构荷载规范 [S].