

增层框架-摇摆墙体系抗震性能研究

朱春阳,胡珂鑫,孙丽,张力允,王玉婵

(沈阳建筑大学土木工程学院,辽宁 沈阳 110168)

摘要 目的 基于既有建筑的结构无法满足使用需求现状,通过质量调节及变形模式控制实现结构自振周期延长与损伤可控。方法 提出增层框架-摇摆墙体系,对该结构进行理论分析,研究增层对整体结构地震效应的影响机理;利用 SAP2000 平台建立五个有限元模型,基于规范反应谱开展参数敏感性、静力弹塑性和动力弹塑性分析;并在此基础上,提出摇摆墙简化力学模型。结果 增层的质量及高度对整体结构地震作用影响显著;与原框架相比,增层后结构基本自振周期最大延长 31.7%,最大弹塑性极限位移响应降低 11.5%,最大位移角响应降低 20.2%,结构变形不均匀性降低 22.0%;与框架-摇摆墙相比,增层后摇摆墙弯矩在弹塑性极限状态下降低 33.9%。结论 合理设置增层框架-摇摆墙可以小幅降低结构整体地震作用,减小结构地震响应,对结构变形模式可实现有效控制;所建立的摇摆墙简化力学模型可合理反应地震作用下墙体弯矩分布,并使设计偏于安全。

关键词 增层框架;框架-摇摆墙;抗震性能;动力学模型;有限元分析

中图分类号 TU352.1⁺1

文献标志码 A

引用格式:朱春阳,胡珂鑫,孙丽,等.增层框架-摇摆墙体系抗震性能研究[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2024,40(4):586-596.(ZHU Chunyang,HU Kexin,SUN Li,et al. Study on seismic performance of adding story frame-rocking wall system[J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2024, 40(4): 586-596.)

Study on Seismic Performance of Adding Story Frame-Rocking Wall System

ZHU Chunyang, HU Kexin, SUN Li, ZHANG Liyun, WANG Yuchan

(School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168)

Abstract: Based on the current situation where some existing building structures cannot meet the usage requirements, the purpose of prolonging the structural natural vibration period and controlling the damage is realized by integrating the mass adjustment and deformation mode control. The method is to propose a story-adding frame-rocking wall system, analyze the structure theoretically, and study the influence mechanism of story-adding on the seismic effect of the overall structure.

收稿日期:2023-10-26

基金项目:国家自然科学基金项目(52078310);国家重点研发计划项目(2018YFC1504303)

作者简介:朱春阳(1986—),男,副教授,博士,主要从事结构抗震和防灾减灾等方面研究。

Five finite element models are established by using SAP2000 platform. Based on the standard response spectrum, the parameter sensitivity analysis, static and dynamic elastoplasticity analysis are carried out. On this basis, a simplified mechanical model of rocking wall is constructed. The results show that the quality and height of the added layer have a significant effect on the seismic action of the whole structure. Compared with the original frame, the maximum natural vibration period of the structure is extended by 31.7%, the maximum elastic-plastic ultimate displacement response is reduced by 11.5%, the maximum displacement angle response is reduced by 20.2%, and the structural inhomogeneity is reduced by 22.0%. Compared with the frame-rocking wall, the bending moment of the rocking wall is reduced by 33.9% in the elastic-plastic limit state. It is concluded that the reasonable addition of additional story-rocking wall can slightly reduce the overall seismic action of the structure, reduce the seismic response of the structure, and effectively control the structural deformation mode. The simplified mechanical model of rocking wall can reasonably reflect the bending moment distribution of wall under earthquake and make the design safer.

Key words: seismic performance; adding story frame; frame-rocking wall; dynamic model; finite element analysis

很多正在服役的既有建筑结构已无法满足现行规范抗震设防要求或当前的功能需求。地震的随机性及结构的不可靠性会导致结构损伤不可控,损伤与结构在地震作用下的变形模式紧密相关,通过控制结构变形模式,可实现结构损伤可控的预期目标^[1-3]。增层既可以扩大建筑空间,又能改善建筑功能,因此增层与结构减震引起了许多学者的关注。李科^[4]、马肖彤等^[5]、陆宝金等^[6]通过反应谱分析、静力推覆和非线性时程分析研究了轻钢增层对混凝土框架结构的抗震性能影响。许国山等^[7]和张森等^[8]对增层隔震加固结构开展了相关研究,增层后结构二阶周期延长,增层隔震可有效控制结构地震响应。谢军龙等^[9]对框架结构进行了质量调谐阻尼增层减震的振动台试验,通过改变增层部分隔震支座刚度,实现增层对主体结构的质量调谐,最终降低了结构加速度与位移响应。G. A. Macrae等^[10]研究了连续柱刚度对支撑框架抗震性能的影响。曲哲^[11]基于某教学楼摇摆墙抗震加固工程案例,研究了框架-摇摆墙结构体系的损伤机制和控制原理。贾明明等^[12]研究了摇摆桁架-BRB-钢框架体

系抗震性能,讨论了地震失效模式、刚度比需求等关键设计问题。张文津等^[13]开展了消能摇摆墙-框架结构的易损性研究,给出了框架抗震及抗倒塌性能的提升措施。胡书领等^[14]研究了自复位消能摇摆模块复合钢框架协同抗侧机理并给出相应抗震加固设计方法。C. A. Christopoulos^[15]、P. Pan^[16]和武大洋等^[17]研究了基于弯曲-剪切梁理论的分布参数模型的变形控制及构件与主体结构间的协同工作机理。

基于以上研究,笔者将增层改造技术与结构变形控制理念整合,在改善既有建筑使用功能的同时优化结构抗震性能,提出基于摇摆墙结构的增层框架体系(简称增层框架-摇摆墙);建立整体结构动力学模型,基于反应谱法分析增层质量的影响,继而开展有限元静力推覆及动力时程分析,综合评估增层框架-摇摆墙结构的抗震性能,总结增层对结构地震响应的影响规律,最后建立摇摆墙简化力学模型,为该结构体系的后续分析及设计提供理论参考。

1 增层框架-摇摆墙结构理论分析

作为变形控制构件的摇摆墙具有较高的

刚度及强度储备,可作为增层部分的主要承载构件。摇摆墙作为结构整体变形控制构件,可抑制地震过程中因增层结合部刚度突变引起的结构不均匀变形,降低结构地震响应。通过对摇摆墙-增层部分合理设计,可实现结构自振周期调节机制,优化结构动力特性。

1.1 运动方程

为延长结构自振周期,可将增层部分设计为梁柱铰接的机动体系,降低增层对原框架刚度的影响,故增层框架-摇摆墙可简化为弯曲梁-剪切质量模型^[18-19],如图1所示。因增层部分在地震过程中不参与结构抵抗侧力,故将其简化为质点施加于弯曲梁顶部,以框架顶层水平位移为自由度,按一阶模态建立等效单自由度模型,推导运动方程。

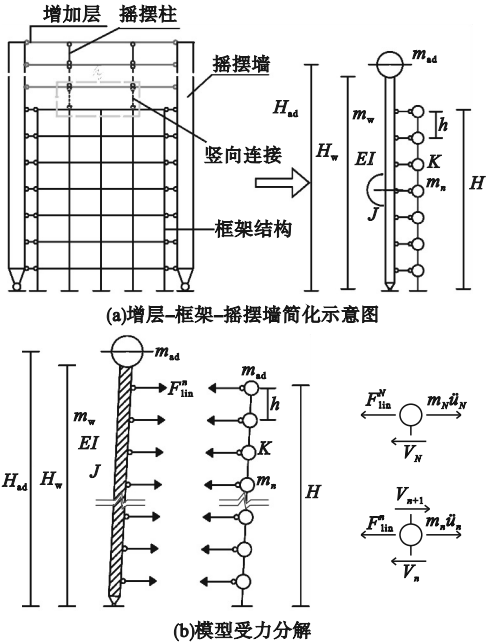


图1 增层-框架-摇摆墙结构简化学模型
Fig.1 Simplified mechanical model for adding story-frame-rocking wall structure

忽略阻尼影响,根据摇摆墙底铰支座弯矩平衡可得:

$$M_1 + M_J + \sum_{n=1}^N F_{lin}^n H_n = 0. \tag{1}$$

式中: M_1 、 M_J 分别为摇摆墙水平惯性力和转动惯量对摇摆墙底铰支座产生的弯矩; F_{lin}^n 为

摇摆墙与框架间链杆力; H_n 为第 n 层质心距底部高度; N 为框架结构层数。

对于质量均匀分布摇摆墙, M_1 、 M_J 分别按式(2)、式(3)计算:

$$M_1 = \frac{H_w^2}{4H} m_w \ddot{u}_t + m_{ad} \ddot{u}_{ad} H_{ad}. \tag{2}$$

$$M_J = \frac{m_w \ddot{u}_t}{12H} (B^2 + 4H_w^2). \tag{3}$$

式中: H_w 为摇摆墙高度; H 为框架结构高度; m_w 为摇摆墙质量; \ddot{u}_t 为框架顶层加速度; m_{ad} 为增层质量; \ddot{u}_{ad} 为增层质心位置加速度; H_{ad} 为增层质心位置高度; B 为摇摆墙宽度。

取第 n 层为隔离体,受力如图1(b)所示,建立平衡方程:

$$F_{lin}^n = m_n \ddot{u}_n - S_n, n \leq N. \tag{4}$$

$$S_n = V_n - V_{n+1}, V_{N+1} = 0. \tag{5}$$

式中: m_n 为第 n 层质量; \ddot{u}_n 为第 n 层加速度,可根据框架顶层归一化形状函数 $\varphi(n)$ ($\varphi(N) = 1$) 和顶层加速度 \ddot{u}_t 表示,即 $\ddot{u}_n = \varphi(n) \ddot{u}_t$; S_n 定义为框架各层恢复力; V_n 为第 n 层的层间剪力:

$$V_n = u_t [\varphi(n) - \varphi(n-1)] K_n. \tag{6}$$

式中: K_n 为第 n 层侧移刚度。

将式(2)~(6)带入式(1),得到体系的无阻尼运动方程:

$$m_{eq} \ddot{u}_t + K_{eq} u_t = 0. \tag{7}$$

式中: m_{eq} 为等效质量; K_{eq} 为等效刚度; u_t 为框架顶层位移。

$$m_{eq} = \frac{1}{4} m_w H_w + \frac{m_w}{12H} (B^2 + 4H_w^2) + m_{ad} H_{ad} + \sum_{n=1}^N m_n \varphi(n) H_n. \tag{8}$$

$$K_{eq} = \sum_{n=1}^N [\varphi(n) - \varphi(n-1)] H_n k_n - \sum_{n=1}^{N-1} [\varphi(n+1) - \varphi(n)] H_n k_{n+1}. \tag{9}$$

相应地,结构自振周期可表示为

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{m_{eq}/K_{eq}}. \tag{10}$$

由式(8)~(10)可知,增层不影响结构等效刚度,但会提升整体结构等效质量,从而

延长结构自振周期。

1.2 等效地震作用系数

为分析增层对结构地震作用的影响, 定义等效质量比 ϕ :

$$\phi = \frac{m_{eq}}{m_{eq}} \tag{11}$$

$$\overline{m_{eq}} = m_{eq} - m_{ad}H_{ad} \tag{12}$$

式中: $\overline{m_{eq}}$ 为相应框架-摇摆墙结构的等效质量; 假定各层质量相等 $m_n = m$; 令增层质量 $m_{ad} = km$, k 定义为增层质量系数; 令摇摆墙质量 $m_w = \varepsilon m$, ε 为摇摆墙质量系数。

假定各层高相同, 均为 h , 则框架结构高度 $H = Nh$, 第 n 层高度 $H_n = nh$ 。增层质心位置高度 $H_{ad} = iH$, i 为增层高度系数。将上述各式及式(8)代入式(11), 整理得:

$$\phi = \frac{12kiH^2}{7\varepsilon H^2 + \varepsilon B^2 + 12\sum_{n=1}^N \varphi(n)Hn} + 1 \tag{13}$$

假定摇摆墙对框架变形控制有效, 各层位移沿高度总体呈线性分布, 则结构形状函数 $\varphi(n) = n/N$ 。定义单层摇摆墙宽高比: $\rho = B/h$, 因 $\sum_{n=1}^N n^2 = N(N+1)(2N+1)/6$, 式(13)可转化为

$$\phi = \frac{12kiN^2}{7\varepsilon N^2 + \varepsilon \rho^2 + 2N(N+1)(2N+1)} + 1 \tag{14}$$

因增层后结构自振周期改变, 定义自振周期变化系数 $\lambda = T_{eq}'/T_{eq}$, 其中, T_{eq}' 为增层后结构自振周期, T_{eq} 为原结构自振周期, 将式(10)代入可得: $\lambda = \sqrt{\phi}$ 。根据《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)中对反应谱的规定^[20], 在 $T_g \sim 5T_g$ 范围内, 因自振周期延长导致地震影响系数 α 降低, 其变化率 $\mu = \lambda^{-\gamma}$, 即:

$$\mu = \left(\frac{12kiN^2}{7\varepsilon N^2 + \varepsilon \rho^2 + 2N(N+1)(2N+1)} + 1 \right)^{-0.5\gamma} \tag{15}$$

相比于原结构, 增层后结构总质量增加系数 ζ 可表示为

$$\zeta = 1 + \frac{m_{ad}}{Nm + m_w} = 1 + \frac{k}{N + \varepsilon} \tag{16}$$

规定等效地震作用 $F_{EK} = \alpha G_{eq}$, 假定结构等效重力荷载 G_{eq} 与结构总质量呈正比, 增层后地震作用变化系数可表示为 $\eta = \mu\zeta$, 即:

$$\eta = \left(1 + \frac{k}{N + \varepsilon} \right) \times \left(\frac{12ikN^2}{7\varepsilon N^2 + \varepsilon \rho^2 + 2N(2N+1)(N+1)} + 1 \right)^{-0.5\gamma} \tag{17}$$

为不失一般性, 选取 N 介于 4~13、 k 介于 0.1~5.0 的典型工况分析增层及摇摆墙参数对结构地震作用的影响。图 2 为 $\varepsilon = 0.3$ 、 $\rho = 1.0$ 、 $i = 1.1$ 条件下, η 随 k 的变化规律。由图 2 可见, 对于不同层数的框架-摇摆墙结构, 当 k 处于合理区间时, $\eta < 1.00$, 即与原结构相比增层后结构地震作用下降。

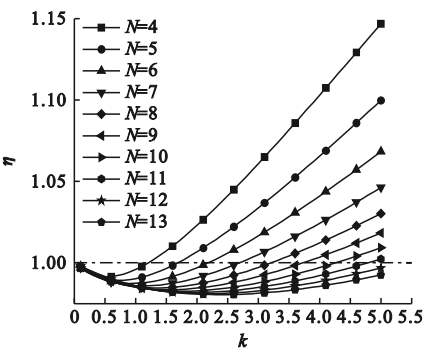


图 2 不同层数框架 η - k 关系

Fig. 2 η - k relationship of frames with different stories

选取 $N = 6$ 、 $N = 10$ 、 $N = 13$ 结构, 进行 i 、 ε 和 ρ 的参数敏感性分析, 结果如图 3 所示。相比于摇摆墙的质量参数 ε 及尺寸参数 ρ , 增层高度系数 i 对地震作用的影响更为敏感, 这主要归因于增层高度提升可有效提高结构等效质量, 进而延长结构自振周期。

以不同 N 、 i 条件下最小 η 值对应的 k 值作为最优增层质量系数 k_{opt} , 建立 $N - k_{opt}$ 关系式, 并进行回归分析, 建立考虑高度影响的最优质量系数表达式:

$$k_{opt} = (0.2N - 0.3)i \tag{18}$$

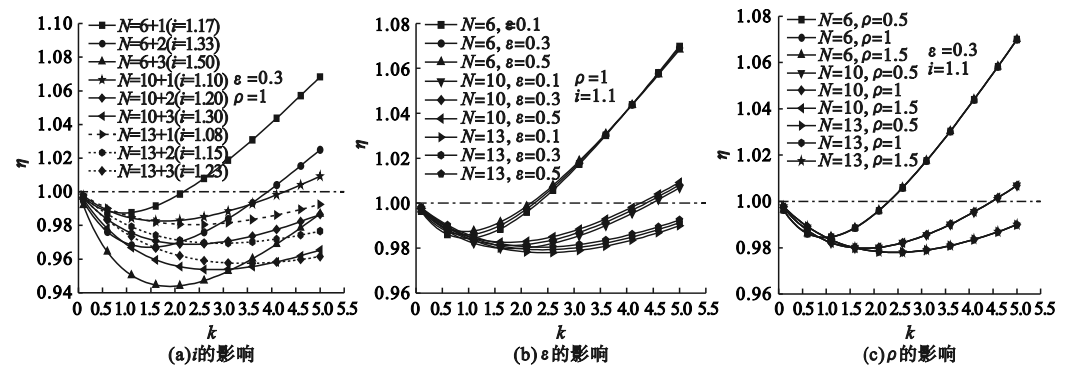


图3 各参数敏感性分析

Fig. 3 Sensitivity analysis of each parameter

2 增层框架-摇摆墙结构有限元分析

2.1 模型建立

2.1.1 模拟工况

模拟对象为一榀10层4跨的框架结构,抗震设防类别为丙类,设防烈度为7度,设计地震分组为第一组,场地类别为Ⅱ类,各楼层

恒荷载和活荷载分别为3 kN/m²和2 kN/m²,设计详情见表1。

辅加摇摆墙对该框架进行变形控制,墙体采用C40混凝土,参考文献[11]摇摆墙刚度需求公式确定墙体水平截面长×宽为3 000 mm×300 mm。增层框架-摇摆墙结构模型如图4所示。

表1 框架梁柱截面尺寸及配筋

层数	梁				柱		
	截面宽×高/mm	上部配筋	下部配筋	混凝土型号	截面边长/mm	配筋	混凝土型号
1~3	300×600	4Φ18+2Φ16	4Φ12	C30	800×800	4Φ22+2Φ18	C40
4~6	250×600	4Φ18+2Φ16	4Φ12	C30	700×700	4Φ20+12Φ16	C35
7~9	250×600	4Φ18+2Φ16	4Φ12	C30	650×650	20Φ14	C30
10	250×600	2Φ18+2Φ16	2Φ16	C30	650×650	20Φ14	C30

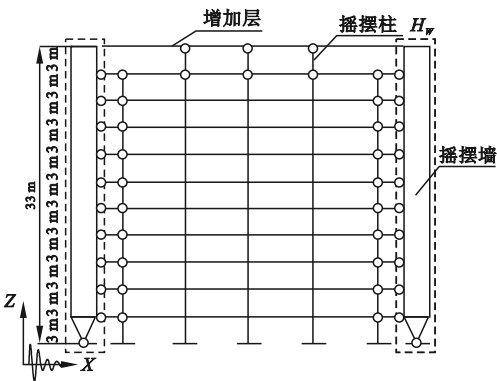


图4 增层框架-摇摆墙结构模型

Fig. 4 Structure model

2.1.2 模型建立

根据前文参数分析结果,增层质量系数k分别取1、2、3。基于SAP2000平台,分别建立框架(FC)、框架-摇摆墙(FRC)、增层框架-摇摆墙(AFRC-k)五个有限元模型。摇摆墙作为变形控制构件,采用弹性梁单元模拟^[1],考虑弹塑性,原框架梁塑性铰选用P-M3,柱塑性铰选用P-M2-M3。因增层部分为机动体系,故将其梁、柱定义为弹性,通过改变增层构件密度的方式调节增层部分质量。各部件材料力学参数按实际设计情况依照规范选取^[20]。

2.2 模态分析

各结构基本自振周期对比如图 5 所示, 一阶模态振型如图 6 所示。

辅加摇摆墙后, 框架刚度小幅提升。与 FC 相比, FRC 基本自振周期下降 8.5%, 增层后 AFRC-1、AFRC-2 和 AFRC-3 的自振周期随增层质量系数总体呈线性增长, 分别提高 7.5%、20.4% 和 31.7%。增层对结构自振周期的影响较为显著。

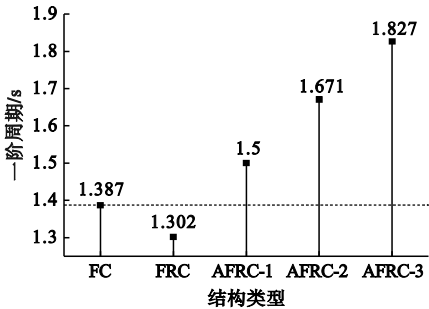


图 5 各结构的自振周期

Fig. 5 Structure periods

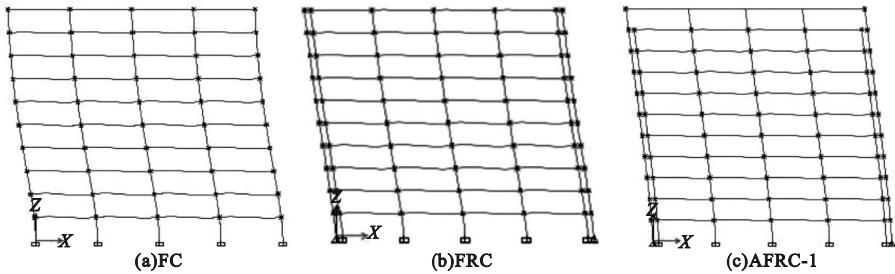


图 6 结构的一阶模态振型

Fig. 6 The first-order model shapes of the structure

2.3 静力弹塑性分析

2.3.1 静力推覆

采用位移控制方式进行加载, 目标位移设为 $u_t = H/50$, 考虑结构高度, 选用抛物线侧向力模式加载^[21], 获得各结构推覆曲线如图 7 所示。

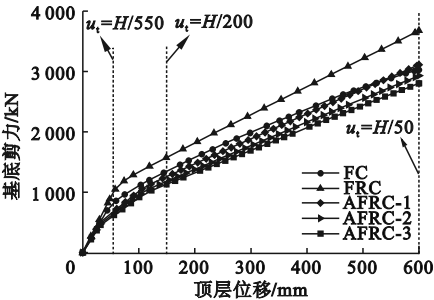


图 7 各结构静力推覆曲线

Fig. 7 Push-over curves for structures

与原框架相比, 框架-摇摆墙结构基底剪力有所提高, 这主要归因于摇摆墙小幅增加了原框架刚度。增层后, 结构基底剪力下降, 这与增层可延长结构自振周期、降低结构地震作用的预期结果一致。增层后结构等效侧向地震作用合力的作用点升高, 因此力臂

增大, 在结构刚度没有显著增加的前提下, 达到相同位移水平时合力减少, 导致结构基底剪力相应地降低。

2.3.2 摇摆墙弯矩

不同侧移水平下摇摆墙弯矩分布如图 8 所示。摇摆墙弯矩随着侧移增加而增大, 弯矩分布模式总体保持一致; 弯矩峰值出现于结构底部一层、中上部及顶部(增层框架-摇摆墙)。随着增层质量的增加, 摇摆墙弯矩峰值下降。分析原因: 由于增层部分的地震作用导致摇摆墙在原框架顶层位置处产生反向弯矩, 从而削弱了原弯矩峰值。

2.3.3 层间位移角

不同侧移水平下结构层间位移角分布如图 9 所示。层间位移角分布模式基本保持一致, 与原框架相比, 框架-摇摆墙结构最大位移角减小且沿高度分布均匀。受增层部分地震作用影响, 与框架-摇摆墙相比, 增层后框架中上部的层间位移角增大, 下部层间位移角减小。

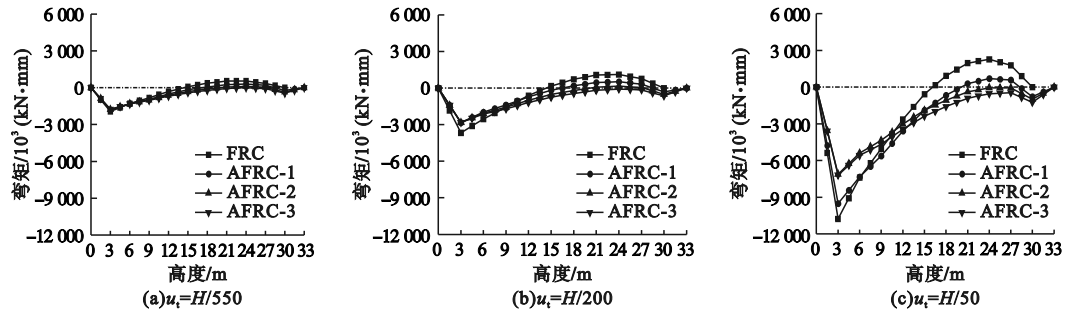


图 8 不同侧移水平下摇摆墙弯矩分布

Fig. 8 Bending moment distributions of rocking wall under different lateral displacement levels

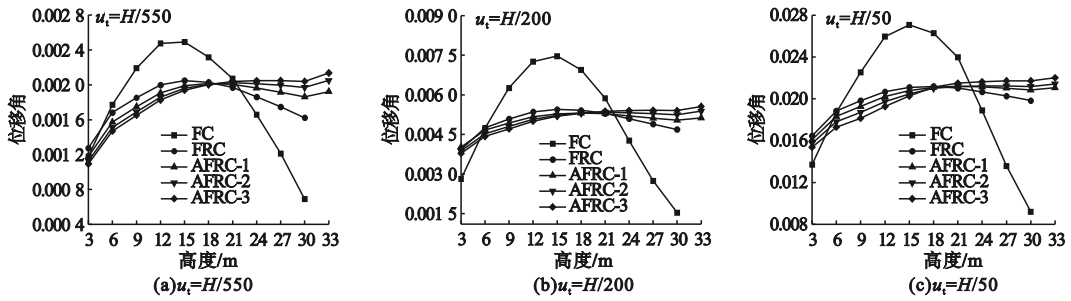


图 9 不同侧移水平下结构层间位移角演化

Fig. 9 Evolution of inter-story displacement angle at different lateral displacement levels

引入层间位移角集中系数 D_{cf} (Damage Concentration Factor)^[11],讨论各结构变形不均匀性随侧移的演化规律, D_{cf} 计算式为

$$D_{cf} = \frac{\theta_{\max}}{u_t/H} \quad (19)$$

式中: θ_{\max} 为框架-摇摆墙结构所有楼层的最大层间位移角。

各结构 D_{cf} 演化如图 10 所示。

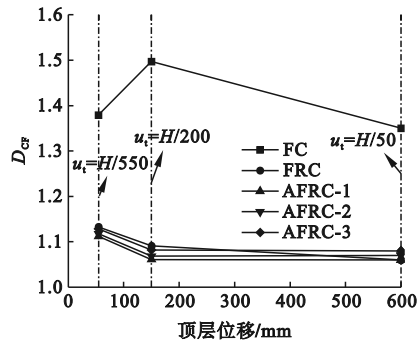


图 10 各结构 D_{cf} 演化对比

Fig. 10 Comparison of D_{cf} evolution for structures

原框架结构进入弹塑性阶段后, D_{cf} 呈先增大后逐渐减小的趋势;辅加摇摆墙后,框架结构的变形受到控制, D_{cf} 显著降低,且随着

塑性持续发展, D_{cf} 进一步下降,后期保持恒定状态。增层框架-摇摆墙结构 D_{cf} 与框架-摇摆墙结构接近,随着增层质量增加, D_{cf} 有小幅提升,结构变形不均匀性略有增加,由此看出,增层对结构侧移过程中的变形不均匀性影响较小。

2.4 动力弹塑性分析

基于规范,选取三条天然地震动和两条人工地震动,按 7 度罕遇地震加速度峰值进行调幅,同时保证在规范反应谱和所选反应谱中结构基本自振周期对应的地震影响系数差异小于 20%,所选地震动具体信息如表 2。规范反应谱与所选地震动反应谱对比如图 11 所示。

表 2 选取的地震动记录

Table 2 Ground motion record selection				
名称	年份	震级	PGA/g	时长/s
"Southern Calif"	1952	6.00	0.146 8	40.02
"Borrego Mtn"	1968	6.63	0.168 7	45.22
"San Fernando"	1971	6.61	0.162 9	41.74
人工地震动 1	—	—	0.163 6	40.02
人工地震动 2	—	—	0.176 2	40.02

注:时间间隔均为 0.02s。

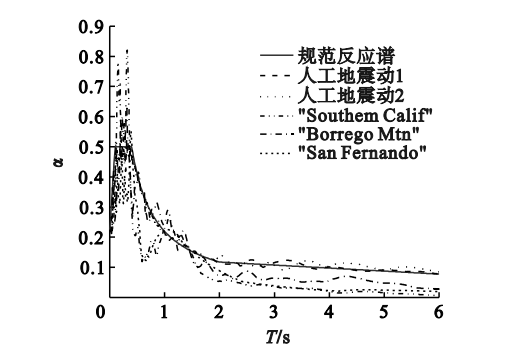


图 11 规范反应谱与地震动反应谱

Fig. 11 Code response spectrum and ground motion response spectrum

图 12 为各结构在五条地震动下摇摆墙的最大弯矩平均响应沿楼层分布。

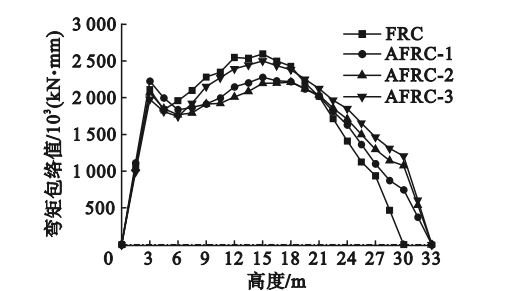


图 12 摇摆墙弯矩响应

Fig. 12 Bending moment response of rocking wall

各结构中摇摆墙弯矩峰值出现在底部一层和中部 4~6 层,与推覆分析结果相比,弯矩分布模式发生改变,因时程分析考虑了结构高阶振型的影响,摇摆墙中部弯矩峰值响应高于首层。相较于 FRC,增层使摇摆墙上部弯矩响应小幅增加,但摇摆墙弯矩响应峰值有不同程度下降,说明增层可以降低摇摆墙的弯矩。

图 13 为结构各层位移响应比较结果。与原框架相比,辅加摇摆墙后各层位移沿高度呈线性分布;随着增层质量的增加,结构位移响应下降,这是因为增层后结构自振周期延长,地震作用下降。

图 14 为结构各层间位移角响应沿楼层分布情况,与推覆分析结果相似,辅加摇摆墙后,结构层间位移角差异减小,各层变形趋于均匀;受增层部分地震作用影响,顶部 9~11 层的层间位移角有所放大,而其余楼层层间

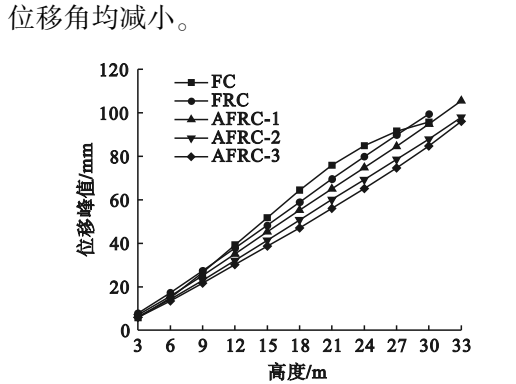


图 13 楼层位移响应

Fig. 13 Story displacement response

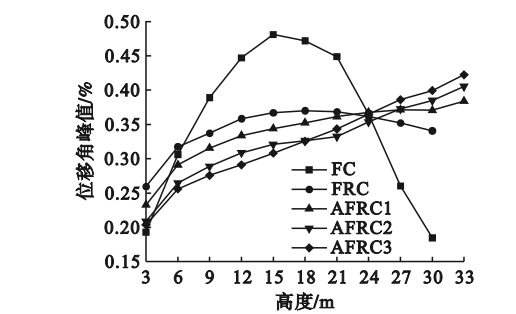


图 14 层间位移角响应

Fig. 14 Story drift response

图 15 为各结构 D_{cr} 值对比。随着增层质量的增加,结构变形不均匀性有所增加,但仍优于原框架结构。

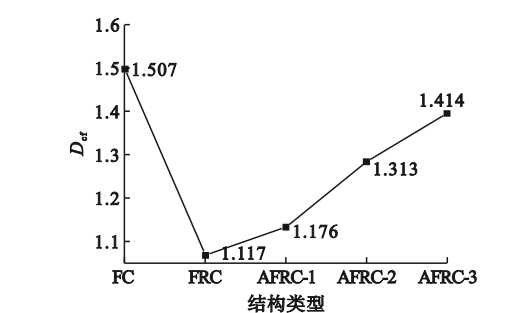


图 15 各结构 D_{cr} 值对比

Fig. 15 Comparison of D_{cr} value for structures

3 摇摆墙力学模型

3.1 摇摆墙基底剪力

上述分析表明,摇摆墙内力主要取决于结构整体地震作用及沿楼层分布模式和各楼层恢复力。基于式(4),可将摇摆墙受力分解(见图1),摇摆墙基底剪力 V_w 可表示为

$$V_w = \sum F_{lin}^n = V_{EK} - V_s = \sum m_n \ddot{u}_n - \sum S_n \cdot \quad (20)$$

式中: V_{EK} 为地震作用引起的摇摆墙基底剪力,计算方法参见文献[24]; V_s 为框架恢复力引起的摇摆墙底部剪力,可根据各层恢复力 S_i 求和获得; S_i 可根据式(5)确定。

因首层受地基约束影响侧移刚度较高,首层与二层层间剪力相差较大,导致首层结构恢复力 S_1 较大,因顶层无上柱, $S_N = V_N$,故其值也较大,相比首层和顶层,中间楼层的 S_i 较小,特别是当结构层刚度分布均匀时,中间楼层 S_i 接近于0,在计算时可忽略不计。

3.2 摇摆墙弯矩

由有限元分析结果可知,摇摆墙弯矩控制截面出现于结构首层及中部位置,对于变形模式得到有效控制的框架结构,其地震作用 $m_n \ddot{u}_n$ 沿楼层分布模式基本固定(接近于倒三角形分布)。结合摇摆墙受力分解,可判断墙体中部弯矩峰值主要由框架地震作用引起,而墙体首层位置处弯矩峰值可归因于框架首层恢复力 S_1 较大。

通过叠加原理确定摇摆墙弯矩,如图16(a)所示。在结构某一侧移水平下,摇摆墙各层位置处弯矩 M_n 可表示为

$$M_n = M_n^{EK} + M_n^S \cdot \quad (21)$$

式中: M_n^{EK} 为地震作用引起的摇摆墙弯矩; M_n^S 为框架恢复力引起的摇摆墙弯矩。根据弹性梁理论, M_n^{EK} 可表示为

$$M_n^{EK} = \sum_{i=1}^N P_i \left(1 - \frac{i}{N}\right) nh - \sum_{i=1}^N P_i (n - i) h. \quad (22)$$

式中: P_i 为第 i 层地震作用。

$$P_i = \frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i} V_{EK} \cdot \quad (23)$$

M_n^S 可表示为

$$M_n^S = \sum_{i=1}^N S_i \left(1 - \frac{i}{N}\right) nh - \sum_{i=1}^N S_i (n - i) h. \quad (24)$$

对于增层-框架-摇摆墙结构,摇摆墙弯矩可简化为如图16(b)所示的弯矩叠加:

$$M_n = M_n^{EK} + M_n^S + M_n^{ad} \cdot \quad (25)$$

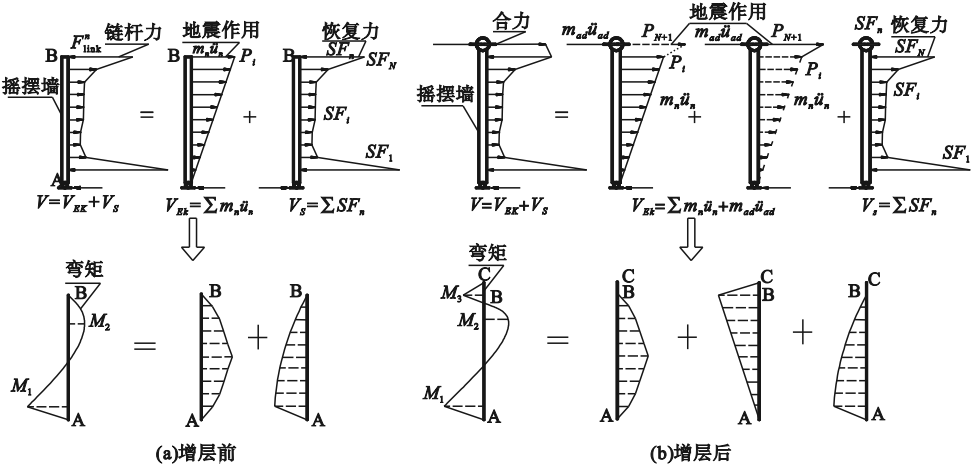


图16 摇摆墙受力示意图

Fig. 16 Schematic view of rocking wall loading

增层部分所产生的弯矩 M_n^{ad} 可表示为

$$M_n^{ad} = \begin{cases} P_{N+1} (N+1-n) h, & n = N+1; \\ P_{N+1} (N+1-n) h - \frac{P_{N+1} (H+h)}{H} \times (N-n) h, & n < N. \end{cases} \quad (26)$$

式中: P_{N+1} 为增层所受地震作用。

$$P_{N+1} = \frac{m_{N+1} H_{N+1}}{\sum m_i H_i} F_{eq} \cdot \quad (27)$$

利用简化的力学模型计算模拟工况中摇摆墙弯矩。框架楼层力学行为采用双线性模

型模拟,弹性阶段刚度 K_s 按 D 值法确定,弹性极限位移取 $H/550$ 。经试算分析确定,首层弹塑性段刚度取 $0.6 K_s$,其余层取 $0.2 K_s$,此时与有限元结果吻合较好。

利用简化模型计算侧移水平 $u_i = H/50$ 时的摇摆墙弯矩分布与有限元推覆分析结果对比如图 17 所示。各结构的弯矩峰值理论值与有限元模拟结果对比误差: FC 为 18.68%, AFRC-1 为 20.21%, AFRC-2 为 14.56%, AFRC-3 为 15.76%。理论模型较好地反应出摇摆墙弯矩的变化规律,计算结果差异主要由力学模型的简化与采用高阻尼弹性反应谱所造成的,理论模型计算结果较有限元结果偏高,使结构设计偏于安全。

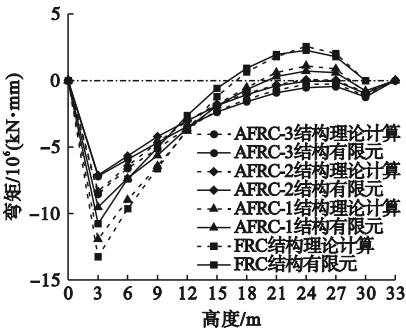


图 17 弯矩理论计算值与有限元模拟结果对比

Fig. 17 The theoretical calculation value of bending moment is compared with the finite element simulation results

4 结 论

- (1) 基于摇摆墙结构的增层框架体系可实现延长既有结构自振周期、降低整体地震作用的目的。
- (2) 与原框架相比,辅加增层-摇摆墙后整体结构地震位移、位移角响应均有不同程度下降;结构变形不均匀性随增层质量的增加略有提高,但优于原框架。
- (3) 与相同条件下的框架-摇摆墙结构相比,增层会引起结构顶部变形增大,其余楼层变形减小,致使结构变形不均匀性略有提高。

(4) 建立了摇摆墙简化力学模型,提出了最优增层质量系数表达式,可合理反应地震作用下墙体基底剪力及弯矩分布,并使设计偏于安全。

参考文献

[1] 曲哲,叶列平. 摇摆墙-框架体系的抗震损伤机制控制研究[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(4): 40-50.
(QU Zhe, YE Lieping. Seismic damage mechanism control of rocking wall-frame system [J]. Journal of earthquake engineering and engineering vibration, 2011, 31(4): 40-50.)

[2] KIMURA Y, MACRAE G, ROEDER C. Column stiffness effects on braced frame seismic behavior [J]. Earthquake engineering, 2002, 7(2): 9-19.

[3] AJRAB J J, PEKCAN G, MANDER J B. Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems [J]. Journal of structural engineering, 2004, 130(6): 895-903.

[4] 李科. 轻钢加层钢筋混凝土框架结构地震反应非线性分析[J]. 世界地震工程, 2014, 30(3): 82-85.
(LI Ke. Nonlinear analysis of seismic response on reinforced concrete frame structure with story-adding of light-weight steel [J]. World earthquake engineering, 2014, 30(3): 82-85.)

[5] 马肖彤,包超,陆华,等. 既有钢筋混凝土框架结构加层改造抗震性能研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2019, 41(6): 89-93.
(MA Xiaotong, BAO Chao, LU Hua, et al. Study on seismic behavior of existing RC frame structure after adding stories [J]. Earthquake resistant engineering and retrofitting, 2019, 41(6): 89-93.)

[6] 陆宝金,陈道政. 轻钢加层在某钢筋混凝土结构中的应用与分析[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2018, 41(3): 390-394.
(LU Baojin, CHEN Daozheng. Application and analysis of a reinforced concrete frame topped with light-steel story [J]. Journal of Hefei university of technology, 2018, 41(3): 390-394.)

[7] 许国山,林琦,丁勇,等. 既有结构外套增层隔震加固振动台试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(3): 19-25.
(XU Guoshan, LIN Qi, DING Yong, et al. Shake table test of existing structure with external structure reinforcement and mid-story isolation rehabilitation [J]. China civil engineering journal, 2014, 47(3): 19-25.)

[8] 张森,张瑞云. 增层隔震结构的抗震性能反应研究[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(增刊1): 885-890.
(ZHANG Miao, ZHANG Ruiyun. Research on the seismic performance of isolated additional stories structure [J]. Journal of earthquake

- engineering and engineering vibration, 2014, 34 (S1): 885–890.)
- [9] 谢军龙, 周福霖. 多层房屋结构 TMD“加层减震”试验研究和应用[J]. 世界地震工程, 1998 (4): 57–60.
(XIE Junlong, ZHOU Fulin. Test investigation of seismic reduction using additional stories as a TMD and ITS application to existing multistory buildings [J]. World earthquake engineering, 1998 (4): 57–60.)
- [10] MACRAE G A, KIMURA Y, ROEDER C. Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior [J]. Journal of structural engineering, 2004 (3): 381–391.
- [11] 曲哲. 摇摆墙-框架结构抗震损伤机制控制及设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2010.
(QU Zhe. Study on seismic damage mechanism control and design of rocking wall-frame structures [D]. Beijing: Tsinghua University, 2010.)
- [12] 贾明明, 周洲, 吕大刚, 等. 摇摆桁架-BRB-钢框架体系地震失效模式与抗震性能分析[J]. 工程力学, 2018, 35 (增刊1): 73–79.
(JIA Mingming, ZHOU Zhou, LYU Dagang, et al. Seismic failure modes and seismic behavior analysis of rocking truss-BRB-steel frame systems [J]. Engineering mechanics, 2018, 35 (S1): 73–79.)
- [13] 张文津, 李国强. 消能摇摆墙-框架结构的易损性研究[J]. 地震工程与工程振动, 2020, 40 (6): 71–80.
(ZHANG Wenjin, LI Guoqiang. Seismic fragility study on rocking-wall-frame system with dampers [J]. Earthquake engineering and engineering dynamics, 2020, 40 (6): 71–80.)
- [14] 胡书领, 王伟. 自复位消能摇摆模块复合钢框架协同抗侧机理与抗震加固设计方法[J]. 工程力学, 2023 (4): 46–57.
(HU Shuling, WANG Wei. Continuum analysis and displacement-based design method of steel moment-resisting frame retrofitted with self-centering energy-absorbing rocking core [J]. Engineering mechanics, 2023 (4): 46–57.)
- [15] WIEBE L, CHRISTOPOULOS C. A cantilever beam analogy for quantifying higher mode effects in multistory buildings [J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2015, 44 (11): 1697–1716.
- [16] PAN P, WU S, NIE X. A distributed parameter model of a frame pin-supported wall structure [J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2015, 44 (10): 1643–1659.
- [17] 武大洋, 吕西林. 基于分布参数模型的复合自复位结构参数分析[J]. 工程力学, 2018, 35 (6): 78–87.
(WU Dayang, LYU Xilin. Parametric analysis of a self-centering dual system based on a distributed parameter model [J]. Engineering mechanics, 2018, 35 (6): 78–87.)
- [18] 李青倩, 陈跃, 盛涛. 变刚度框架-摇摆墙结构参数模型研究[J]. 自然灾害学报, 2021, 30 (5): 171–180.
(LI Qingqian, CHEN Yue, SHENG Tao. Research on a parameter model of frame-rocking wall structures with variable stiffness [J]. Journal of natural disasters, 2021, 30 (5): 171–180.)
- [19] 刘汉斌, 陆晨, 胡晓斌. 框架-自复位墙结构弹性地震反应分析的简化方法[J]. 工程力学, 2022, 39 (1): 100–107.
(LIU Hanfu, LU Chen, HU Xiaobin. A simplified method for analyzing the elastic seismic response of framed self-centering wall structures [J]. Engineering mechanics, 2022, 39 (1): 100–107.)
- [20] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010. 北京: 中国计划出版社, 2015.
(Ministry Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Planning Press, 2015.)
- [21] 侯爱波, 汪梦甫, 周锡元. Pushover 分析方法中各种不同的侧向荷载分布方式的影响[J]. 世界地震工程, 2007 (3): 120–128.
(HOU Aibo, WANG Mengfu, ZHOU Xiyuan. Influence of different lateral load distribution modes in pushover analysis method [J]. World earthquake engineering, 2007 (3): 120–128.)
- [22] GUO G Q, CHEN X, YANG D X, et al. Self-similar inter-story drift spectrum and response distribution of flexural-shear beam with non-uniform lateral stiffness [J]. Bulletin of earthquake engineering, 2019, 17 (7): 4115–4139.
- [23] 武大洋, 杨国涛, 赵斌, 等. 刚度非均匀分布对可恢复功能复合结构体系动力特性的影响[J]. 建筑结构学报, 2023, 44 (10): 49–61.
(WU Dayang, YANG Guotao, ZHAO Bin, et al. Influence of nonuniform stiffness distribution on dynamic characteristics of earthquake resilient dual-systems [J]. Journal of building structures, 2023, 44 (10): 49–61.)
- [24] 吕大刚, 贾明明, 李佳, 等. 钢框架结构直接基于位移的抗震性能设计[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43 (2): 14–18.
(LYH Dagang, JIA Mingming, LI Jia, et al. Direct displacement-based seismic performance design of steel frame structures [J]. Journal of Harbin institute of technology, 2011, 43 (2): 14–18.)
- (责任编辑: 王国业 英文审校: 刘永军)