

环形超限高层钢结构建筑抗震性能化设计

耿 卓^{1,2} 郭会强^{1,2,*} 黄 杰^{1,2} 毛军棚^{1,2} 周 徽^{1,2} 田永生^{1,2}

(1. 中国汽车工业工程有限公司, 天津 300113; 2. 机械工业第四设计研究院有限公司, 洛阳 471039)

摘 要 随着建筑抗震设计方法和性能评价标准的不断完善, 建筑抗震性能化设计在工程中的应用越来越广泛。本文以圆环形高层钢结构超限项目为例, 采用基于高延性-高承载力的传统抗震等级设计方法和高延性-低承载力、低延性-高承载力等不同性能目标的钢结构抗震性能化设计方法, 通过对比不同模型的结构动力特性、小震下结构弹性响应、中震下耗能区实际性能系数、大震下结构弹塑性响应、中震和大震下结构抗震韧性以及经济性等方面存在的差异, 探寻不同抗震设计方法下的最优解。结果表明, 当结构承载力余量较高时, 可采用《钢结构设计标准》低延性-高承载力进行性能化设计, 通过提高耗能区抗震承载性能等级、降低截面延性等级来减少用钢量。本文的研究成果可为多高层钢框架结构在低烈度区的抗震性能化设计提供实践参考。

关键词 高层钢结构, 性能化设计, 性能评价, 抗震韧性, 结构优化

中图分类号: TU973; TU391 文献标志码: A DOI: 10.15935/j.cnki.jggcs.202601.0019

Seismic Performance-Based Design of Circular Out-of-Codes High-Rise Steel Structure Buildings

GENG Zhuo^{1,2} GUO Huiqiang^{1,2,*} HUANG Jie^{1,2} MAO Junpeng^{1,2}
ZHOU Hui^{1,2} TIAN Yongsheng^{1,2}

(1. Automotive Engineering Corporation, Tianjin 300113, China;

2. SCIVIC Engineering Corporation, Luoyang 471039, China)

Abstract With the continuous improvement of seismic design methods and performance evaluation standards for buildings, the application of performance-based seismic design in engineering has become increasingly wide spread. Taking a circular high-rise steel structure over-limit project as an example, this paper adopts traditional seismic design methods based on high ductility-high bearing capacity and performance-based seismic design methods with different performance objectives, including high ductility-low bearing capacity and low ductility-high bearing capacity. By comparing differences in structural dynamic characteristics, elastic response under frequent earthquakes, actual performance factors of energy dissipation zones under intermediate earthquakes, elastoplastic response under rare earthquakes, seismic resilience under intermediate and rare earthquakes, and economic efficiency among different models, this paper elucidates the underlying patterns and logic to explore the optimal solution among various seismic design methods. The results indicate that when there is ample structural bearing capacity margin, performance-based design can be adopted according to the low ductility-high bearing capacity provisions of the 'Standard for design of steel structures'. By enhancing the seismic bearing capacity grade of energy dissipation zones and reducing the ductility grade of its cross-sections, steel consumption can be saved. The research findings of this paper

收稿日期: 2024-11-04

作者简介: 耿 卓, 男, 高级工程师, 主要从事超高层及大跨空间结构研究与设计。E-mail: 728126332@qq.com

* 联系作者: 郭会强, 男, 高级工程师, 主要从事复杂钢结构建筑研究与设计。E-mail: 13783136343@163.com

provide practical references for the performance-based seismic design of multi-story and high-rise steel frame structures in low-intensity seismic regions.

Keywords high-rise steel structure, performance-based design, performance-based evaluation, seismic resilience, structural optimization

0 引言

结构抗震性能化设计方法是现代结构工程中为了应对地震作用而提出的一种创新设计理念。它通过量化结构在不同地震烈度下的表现,制定多层次的设计目标和方法,以优化结构在地震中的安全性、功能性和经济性。抗震性能化设计(Performance-Based Seismic Design, PBSD)是一种以性能为导向的结构设计方法,它不同于传统的基于经验和规范的设计方法,而是通过分析和评估结构在不同地震烈度下的实际表现,确定相应的性能目标,并根据这些目标进行设计优化。在性能化设计中,结构的抗震性能被划分为不同的等级,如立即使用(Immediate Occupancy)、生命安全(Life Safety)和防止倒塌(Collapse Prevention)^[1]。这些性能目标对应着不同的地震烈度和使用需求,设计师可根据项目的具体情况,选择适当的性能目标进行设计。相较于传统抗震设计,性能化设计对不同构件之间或同一构件不同部位之间的承载力极差进行控制,能够有目的地引导结构的塑性变形向预设的方向发展,形成合理的屈服机制,更加精准地控制结构在地震中的表现,并通过适当的构造措施等保证塑性发展区域的延性需求,避免设计过度或设计不足,有效提高设计的经济性和安全性,并可以满足不同项目类型的多元需求^[2-3]。

抗震性能化设计的发展历程可以追溯到20世纪中期,其经历了从传统设计理念到现代性能化设计方法的演进。在国外,美标与欧标区分高延性、中延性、低延性设计,在不同地震水准、不同结构体系下对应不同的性能系数,推动了抗震性能化设计的标准化^[4]。在国内,与钢筋混凝土工程相比,目前抗震性能化设计在多高层钢结构工程中的应用还较少。由于设计师普遍采用传统规范设计方法,通过抗震等级和小震进行设计,对于基于性能抗震设计方法的应用,还有待更多工程实例的支撑。

抗震韧性评价对于抗震性能化设计同样至关重要。高韧性的结构不仅能够在地震中有效吸收能量,以降低结构的损坏程度,还可以延缓结构破坏的发生,为人员疏散和救援赢得时间。高韧性结构不仅是结构安全性的关键,还与经济性密切相关。具有良好韧性的钢结构在震后通常表现出较好的可恢复性,减少了修复和重建的成本。工程实践中,结构师往往关注强度设计和延性构造,忽略韧性评价,相比于单纯的强度设计,韧性设计能够更好地应对地震动的不确定性和随机性,避免由于强度不足或变形能力不足导致的结构脆性破坏,最大限度地降低结构的维修成本,提高结构在全生命周期的整体经济性和可持续性^[5]。因此,加入抗震韧性评价可以更为直观地提升结构构件的抗震性能,优化建筑震后修复难度和修复策略,被视为保证结构在超强地震作用下仍能保持安全的重要指标。

1 项目概况

本案例为赛力斯集团有限公司拟建的赛力斯新能源动力研发产业园,位于重庆市,建筑平面呈圆环形,圆环外径尺寸为160 m,圆环内径尺寸为112 m,建筑结构总高度为55.6 m,地下2层,地上11层。地上主要建筑功能为研发办公及会议。总建筑面积为22万m²,其中地上12.5万m²,地下9.5万m²,抗震设防类别为乙类。各层的建筑层高如下:地下二层为3.70 m,地下一层为5.50 m,一层为6.90 m,二—三层为6.00 m,三—十一层为4.50 m。采用钢框架结构体系,典型柱距为12 m,框架柱为圆形实心钢管混凝土柱,圆管直径从底到顶由1 000 mm缩小至600 mm;框架梁、次梁为焊接工字钢梁,外环框架梁高1 000 mm,中环高900 mm,内环高800 mm,梁宽均为300 mm,径向框架梁高700 mm、宽250 mm、次梁高600 mm,宽250 mm;钢材强度均采用Q355C;楼板为钢筋桁架楼承板,标准层典型楼板厚度为130 mm,洞口周边、嵌固端、大跨区域楼板厚度为180 mm。楼

面典型恒载为 6.0 kN/m^2 , 典型活载为 3.5 kN/m^2 。建筑效果图及标准层结构平面图如图 1、图 2 所示。



图 1 建筑效果图

Fig.1 Architectural rendering

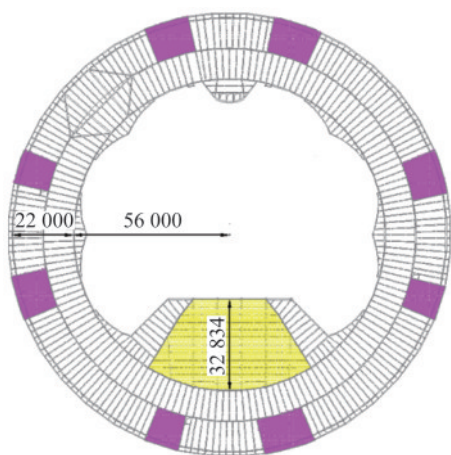


图 2 结构平面图(单位:mm)

Fig.2 Structure plan (Unit:mm)

根据渝建勘设[2023]46号《重庆市超限高层建筑工程界定规定(2023年版)》,本项目存在以下不规则项:①考虑偶然偏心的扭转位移比 $1.26 > 1.2$ (注释:位移比 > 1.2 为软件按常规平面计算输出,不适用于圆环形平面建筑,若按圆环有效宽度的 5% 取偏心距,并按环向位移值统计位移比,位移比 < 1.2);②因内部圆环平面大开洞,楼板有效宽度与改层典型宽度的比值 $0.282 < 0.3$,按照《重庆市高层建筑工程结构抗震超限情况判定表(2023年版)》属于楼板不连续 A 项;③首层门厅及报告厅开洞存在局部跃层柱、抽柱转换等,属于特别不规则的超限高层建筑。

2 抗震性能化设计方法

《建筑抗震设计标准》(GB 50011—2010)(以

下简称《抗标》)附录 M 实现抗震性能设计目标的参考方法,遵循“高承载力低延性”“低承载力高延性”的“等能量设计原则”,将结构构件划分为 4 个性能目标,基于承载力指标对应 6 个性能水准等级,基于变形指标对应 8 个性能水准等级^[6]。但该方法存在一定的局限性,其适用于加速度控制段的短周期结构,对速度控制段与位移控制段的长周期结构并不适用。对构件的损伤情况缺乏定量评价,仍需满足传统抗震等级的基本抗震措施,难以实现基于性能表现的抗震设计。

《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—2015)第 3.8 节结构抗震性能化设计,根据结构宏观损坏程度和震后可继续使用性划分为 4 个性能目标,对应 5 个性能水准等级。将构件类型区分为关键构件、普通竖向构件和耗能构件,并对承载力做了相关规定。该方法的局限性是通过固定“套餐式”的选项,限制了抗震性能化设计方法的多样性和经济性。虽然增加了不同地震水准下的承载力验算,仍需满足传统抗震等级的基本抗震措施,同样难以实现基于性能表现的抗震设计。

《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)(以下简称《钢标》)第 17 章钢结构抗震性能化设计,沿用“高承载力低延性”“低承载力高延性”的“等能量设计原则”,并对构件细分了塑性耗能区与非耗能区,将塑性耗能区的强度折减系数分为 7 个性能等级,变形能力分为 5 个性能等级,通过性能系数,预设塑性铰出铰部位、顺序和延性水平的“有控”屈服机制,实现基于性能表现的抗震设计。该方法更近似于欧美设计规范的做法,无传统抗震等级的限制,具有更好的经济性和灵活性。

3 抗震性能目标

本工程结构层次的抗震性能目标取为 C 级,关键构件为门厅及报告厅处跃层柱、底部加强区钢管混凝土柱、报告厅及大跨楼盖桁架梁;普通竖向构件为除关键构件以外的框架柱;耗能构件为框架梁^[7-8]。预设屈服机制为,框架梁端先屈服耗能,之后底层框架柱底出铰,其余框架柱无损伤。由于梁端出铰形成机构,相应柱端弯矩也不会再增大(柱子处于弹性),但底层柱底弯矩会随着侧移增大而继续增大进入塑性。构件性能目标及控制指标见表 1。

表1 抗震性能目标及控制指标

Table 1 Seismic performance objectives and control indicators

地震烈度水准		多遇地震(完好)	设防烈度地震(轻微损坏)	罕遇地震(不严重破坏)	
结构层间位移角限值		1/300	1/200	1/50	
继续使用的可能性		不需修理即可继续使用	一般修理后可继续使用	修复或加固后可继续使用	
构件性能目标	关键构件	跃层柱	弹性	不屈服	不屈服
		桁架	弹性	不屈服	不屈服
		底部加强区框架柱	弹性	不屈服	不屈服
	普通竖向构件	其余框架柱	弹性	不屈服	允许部分屈服
	耗能构件	框架梁	弹性	允许部分屈服	允许大部分屈服

本工程构件层次抗震性能目标在中震下对于耗能构件可按表2进行等效弹性设计,由于本工程为重点设防类建筑,故耗能区性能水准可取为性能2到性能6。考虑到高度大于50m的多高层钢结构截面等级不推荐采用S5,性能2仅作对比研究。

表2 钢框架梁耗能区

Table 2 The energy dissipation zone of steel frame beam

性能水准等级	预设性能系数	延性等级	截面等级	应力比结果	实际性能系数结果
性能2	1.13	V级	S5	0.8~0.9	1.7~3.5
性能3	0.88	IV级	S4	0.8~0.9	1.6~3.3
性能4	0.69	III级	S3	0.8~0.9	1.6~2.9
性能5	0.56	II级	S2	0.8~0.9	1.5~2.7
性能6	0.45	I级	S1	0.8~0.9	1.3~2.5

注:①表中截面等级S5经应力比修正后满足S4。②预设性能系数为塑性耗能区预先设定的性能系数最小值,用于调整设防地震作用进行内力分析。③实际性能系数为根据塑性耗能区构件最终截面反推性能系数,验证其不低于预设性能系数。

由于本结构存在不规则项,对结构延性带来不利影响,承载力要求需有所提高,参照《钢结构设计标准》17.2.2及EC8,不规则系数一般取为1.25,故将塑性耗能区预设性能系数提高1.25倍,非耗能区内力调整系数为1.1倍材料超强系数,即取1.21。

为确保各性能水准下模型对比的合理性,将框架梁应力比均控制在0.8~0.9,并按照各自的截面等级选取截面。由表2可见实际性能系数为1.3~3.5,说明有部分框架梁在大震下满足弹性,实际性能系数均高于预设性能系数,且各性能水准间实际性能系数差异不大。实际性能系数计算时未扣除风工况弯矩,也未扣除恒活工况在基本组合与重力荷载代表值间差值,同时截面模量及材料强度为标准值,导致应力比用足后,截面实际性能系数余量仍然较大,因此对于恒活风及小震组合控制

的截面,中震预设性能系数并未起控制作用。

4 抗震性能评价

4.1 动力特性

首先对传统设计与性能设计动力特性进行对比,传统设计根据《抗标》要求框架梁采用抗震等级三级,性能设计按《钢标准》可采用性能水准2—6,即截面等级S1—S5。主振型周期见表3。

表3 主振型周期

Table 3 The periods of principal modes

模型	S1	S2	抗震三级	S3	S4	S5
$T_1(x)$	4.133 s	4.097 s	4.031 s	4.027 s	3.913 s	3.227 s
$T_2(y)$	3.932 s	3.891 s	3.851 s	3.837 s	3.712 s	3.122 s
$T_3(t)$	3.509 s	3.457 s	3.420 s	3.413 s	3.363 s	2.736 s

由表3可见,上述六个模型前三周期接近且遵循一定规律,表中从左到右周期依次减小。对于地震作用较小的低烈度地区,在截面应力比用足的前提下,S1模型周期最大,按表3排序从左至右周期依次减小,S5模型周期最小。对于工字形截面梁,其应力比跟翼缘面积与腹板高度的乘积成正比,而截面刚度跟翼缘面积与腹板高度二次方的乘积成正比,截面宽厚比等级从S1到S5翼缘与腹板依次减小,从概念分析假定荷载及内力条件不变,同等应力比下,有腹板高度小但翼缘面积大和腹板高度大但翼缘面积小两种做法,显然前者的截面刚度小于后者,因此,在确保用钢量最小(截面面积最小)及应力比用足(截面刚度最大)的情况下,经反复试算发现,S1梁高最小,从S1到S5梁高依次递增,S5梁高最大,可见截面刚度依次增大。从表4最大层间位移角和基底剪力中也可得出相同结论。

表 4 小震下结构弹塑性响应

Table 4 The elastic response of structures under frequent earthquakes

模型	S1	S2	抗震三级	S3	S4	S5
$\theta_{x,max}$	1/732	1/745	1/765	1/771	1/779	1/1 176
$\theta_{y,max}$	1/822	1/839	1/841	1/842	1/858	1/1 251
$V_{x,max}$	9 451.2 kN	9 498.3 kN	9 596.8 kN	9 611.7 kN	9 658.9 kN	10 517.5 kN
$V_{y,max}$	9 642.1 kN	9 678.4 kN	9 716.3 kN	9 723.1 kN	9 812.8 kN	10 661.6 kN

注:表中 θ_{max} 为最大层间位移角, V_{max} 为基底剪力。

4.2 罕遇地震下动力弹塑性分析

根据本工程建筑场地类别和设计地震分组,选取了2条天然波和1条人工波,运用SUASAGE软件进行罕遇地震下的动力弹塑性分析,地震波主方向加速度峰值为125 gal,持续时间为59 s。

由于前述模型间周期差异不大,同时为确保计算前提的一致性,故各模型均选择相同的波进行大震下时程分析,根据上述情况按性能3(S4)模型进行选波,三条波满足规范基底剪力要求及主振型周期点加速度反应谱要求。罕遇地震下基底剪力结果见表5。

表 5 大震下结构弹塑性响应

Table 5 The plastic response of structures under rare earthquakes

模型	S1	S2	抗震三级	S3	S4	S5
$\theta_{x,max}$	1/141	1/150	1/167	1/170	1/172	1/209
$\theta_{y,max}$	1/129	1/132	1/151	1/152	1/170	1/211
$V_{x,max}$	36 762.3 kN	37 984.8 kN	40 989.7 kN	44 504.7 kN	46 667.8 kN	55 503.5 kN
$V_{y,max}$	39 078.2 kN	45 921.9 kN	47 178.6 kN	47 612.9 kN	51 884.1 kN	56 005.8 kN

注:表中 θ_{max} 为除小屋面停机坪外最大层间位移角, V_{max} 为基底剪力。

6度区罕遇地震峰值加速度的取值约为多遇地震下的6.9倍,表5中三条地震波在罕遇地震下的基底剪力包络值为多遇地震下基底剪力的4~5.5倍,可见罕遇地震作用下结构出现了一定的损伤,刚度退化,阻尼增加,导致基底剪力减小。

罕遇地震下结构的层间位移角包络值如图3所示,均小于性能4的限值1/50的要求。由图3可见,各性能水准下结构的层间位移角包络值差异对比,S1、S2、S3与抗震等级三级模型间的差异较小,其中S1模型的层间位移角最大,S5模型的层间位移角最小,随着截面延性等级的降低,罕遇地震下结构最大层间位移角逐渐减小。

由图4可见,各性能水准下结构的基底剪力包络值有明显差异,其中S1模型的基底剪力最小,S5模型的基底剪力最大,随着截面延性等级降低,罕遇地震下结构基底剪力逐渐增大,说明构件损伤及耗能能力在逐渐下降。

罕遇地震下钢管混凝土框架柱、钢框架梁的损伤状态,各性能水准间无显著差异,以性能3(S4)为例,如图5、图6所示。由图5可以看出,基于构件弹塑性位移角统计结果^[9],框架梁作为主要耗能构件部分进入屈服状态,少数有较大程度

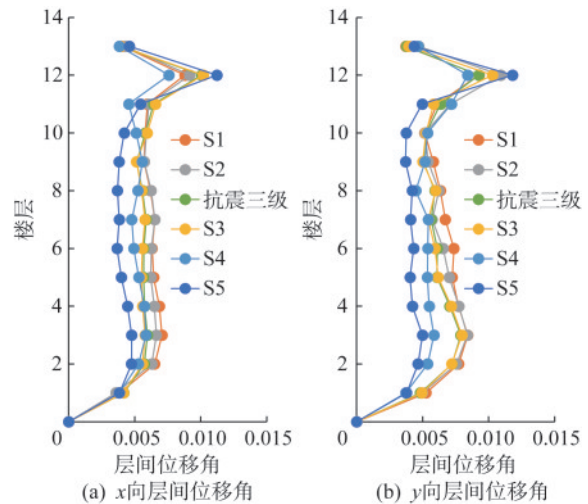


图3 罕遇地震下最大层间位移角包络值

Fig.3 The envelope of maximum story drift under rare earthquakes

损伤。由图6可以看出,钢管混凝土框架柱作为关键构件在罕遇地震下无严重损坏,少数发生轻微损伤,多数框架柱基本保持弹性状态,对整体结构而言,框架柱损伤程度较轻,较好地满足预设性能目标要求。由图7可以看出,损伤构件多数分布于层间位移角及楼层剪力较大的底部楼层。

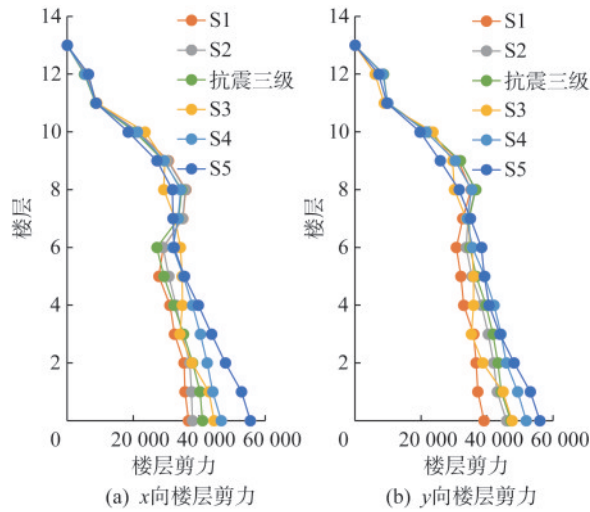


图4 罕遇地震下楼层剪力包络值

Fig.4 The envelope of story shear under rare earthquakes

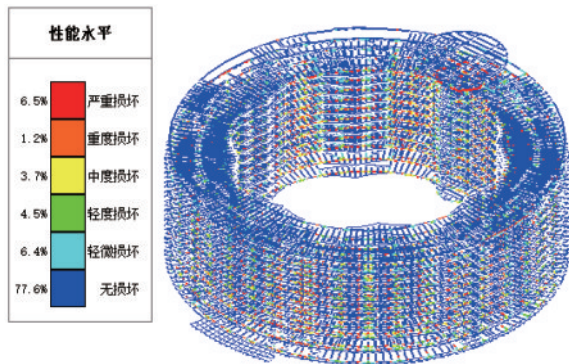


图5 罕遇地震下框架梁损伤状态

Fig.5 Damage characteristics of frame beams under rare earthquakes

传统设计与性能设计在罕遇地震下结构的各项指标均满足性能4的要求,满足预定的屈服机制和性能目标,其中按照抗震等级三级与性能4(S3)、性能5(S2)设计的模型在罕遇地震下的结构响应和性能表现更为接近,性能3(S4)、性能4(S3)、性能5(S2)、性能6(S1)模型在罕遇地震下的结构响应虽略有差异,但并不显著,性能表现相近,性能2(S5)模型耗能能力明显弱于前者,但基于“高承载力低延性”“低承载力高延性”的设计原

表6 中震下抗震韧性评价结果

Table 6 The evaluation results of seismic resilience under intermediate earthquakes

模型	S1	S2	抗震三级	S3	S4	S5
修复费用	3.58%	3.61%	2.97%	4.33%	4.76%	5.65%
修复时间	26.8 d	25.9 d	23.2 d	24.7 d	29.5 d	37.6 d
受伤率	8.96×10^{-5}	9.36×10^{-5}	7.15×10^{-5}	8.69×10^{-5}	9.51×10^{-5}	1.17×10^{-4}
死亡率	5.62×10^{-6}	5.18×10^{-6}	4.47×10^{-6}	6.21×10^{-6}	7.93×10^{-6}	1.33×10^{-5}
等级	★	★	★	★	★	—

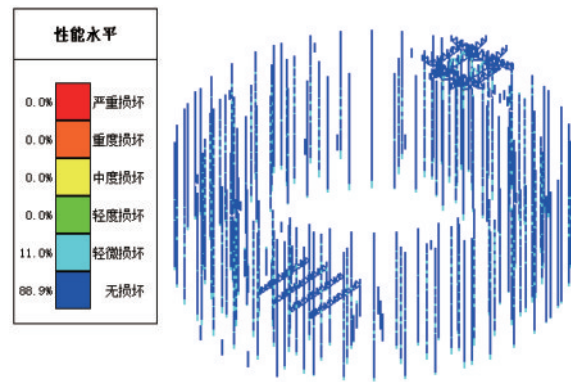


图6 罕遇地震下框架柱损伤状态

Fig.6 Damage characteristics of frame columns under rare earthquakes

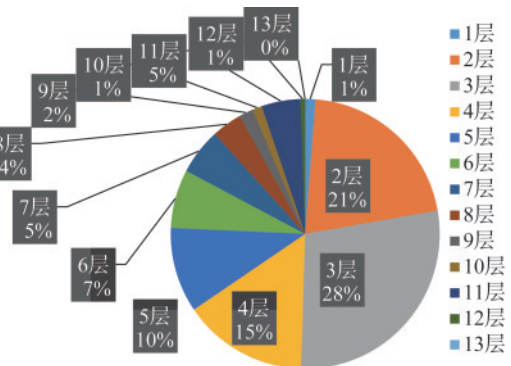


图7 罕遇地震下构件损伤楼层分布统计

Fig.7 Statistical distribution of components damage under rare earthquakes

则,以上模型均可满足“大震不倒”的设防目标。

4.3 韧性评价

选用SUASAGE软件蒙特卡洛扩展模拟进行韧性评价,根据《建筑抗震韧性评价标准》相关条文取值^[10],计算传统抗震等级设计与各性能水准设计模型在工程需求矩阵扩充1000次下的建筑修复费用、建筑修复时间和人员伤亡指标,相当于分别扩展模拟了1000次给定地震水准下的动力弹塑性分析,在84%保证率下的拟合结果见表6、表7。

表 7 大震下抗震韧性评价结果

Table 7 The evaluation results of seismic resilience under rare earthquakes

模型	S1	S2	抗震三级	S3	S4	S5
修复费用	9.05%	10.48%	7.17%	9.65%	10.99%	12.13%
修复时间	55.9 d	58.7 d	52.2 d	59.3 d	63.4 d	69.5 d
受伤率	1.31×10^{-3}	1.43×10^{-3}	1.14×10^{-3}	1.56×10^{-3}	1.92×10^{-3}	2.51×10^{-3}
死亡率	1.52×10^{-4}	1.68×10^{-4}	1.45×10^{-4}	2.21×10^{-4}	2.38×10^{-4}	4.33×10^{-4}

从表 6、表 7 可以看出,按照传统抗震等级三级设计的结构韧性指标整体好于性能设计,同时可见结构的韧性指标随耗能区截面延性等级的提高而改善,高延性-高承载力的传统抗震设计与高延性-低承载力的性能设计使结构具备更佳的抗震韧性。传统抗震设计与性能 3—性能 6 水准下性能设计均可达到一星抗震韧性评级, S5 模型由于刚度偏大及延性不足导致加速度敏感型非结构构件修复占比较高,不具备抗震韧性。

4.4 经济性评价

对各性能水准下性能化设计与传统抗震设计下的用钢量进行统计对比,如图 8 所示。

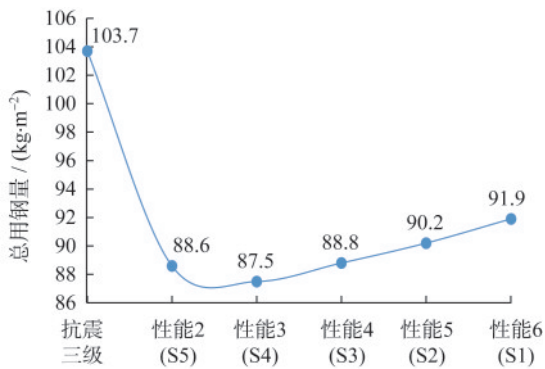


图 8 经济指标对比

Fig.8 Economic index comparison

由图 8 可见,性能设计总用钢量均显著小于传统抗震设计,其中性能 3 的总用钢量最小,较传统抗震等级三级总用钢量减小约 15%。性能 2 由于截面等级需经应力比修正满足 S4 及计算时采用有效截面模量,导致其构件截面较大,用钢量高于性能 3、接近性能 4。从各性能水准下总用钢量来看,性能 3 到性能 6 总用钢量依次递增,说明对于低烈度地区,采用低延性-高承载力的性能设计具有更好的经济性。

4.5 综合评价

对各性能水准下的性能化设计与传统抗震设

计,进行经济性、承载力、刚度、延性、韧性五个维度的综合对比,如图 9 所示。

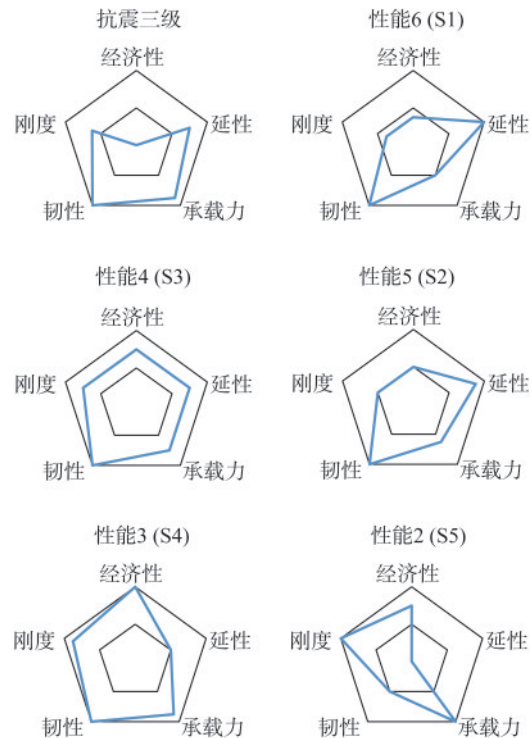


图 9 综合评价

Fig.9 Comprehensive evaluation

综上所述,传统抗震等级三级设计与高延性性能设计均有良好的延性表现和抗震韧性,性能 2(S5)的弹性设计承载力最高,但是延性和抗震韧性都较差,不推荐在重要的建筑物中使用。综合考虑各模型的大震动力弹塑性结果、抗震韧性和经济性等因素,在性能表现差别不大的情况下,最终选择经济性最好的性能 3(S4)进行设计,为业主节省经济成本。

5 结论

(1) 传统抗震设计与钢结构抗震性能化设计均可达到预定的抗震性能目标。在能量输入相同的条件下,结构延性越好,弹性承载力要求越低;反之,结构延性越差,则弹性承载力要求越高,本

文简称为“高延性-低承载力”和“低延性-高承载力”两种基于性能的抗震设计思路,与“高延性-高承载力”的传统抗震等级设计均可以达到大致相同的设防目标。

(2) 结构层次抗震性能评价时,基于抗震韧性的建筑修复费用、建筑修复时间、人员伤亡情况与基于动力行为表现的弹塑性极限层间位移角及出铰机制形成有效互补。

(3) 构件层次抗震性能评价时,基于抗震韧性的结构性能概率分析与基于曲率、转角、应变的构件损伤分析形成有效互补。蒙特卡洛算法通过生成随机数与构件对应各级损伤状态的超越概率进行对比,获得单元的损伤等级,并通过多次扩充模拟判断各构件处于各级损伤状态的比例,更加客观完整地揭示了构件的损伤程度及失效概率。

(4) 钢结构抗震性能化设计通过区分耗能梁段与非耗能梁段可采用不同延性等级截面,相比全段等截面传统抗震等级设计可以更节省用钢量。

(5) 在低烈度地区,采用低延性、高承载力的性能设计更为经济合理。

(6) 钢结构抗震性能化设计,在低烈度地区,由于地震力不起控制作用,故预设性能系数未起到实际调控承载力作用,需要借助划分控制应力比等其他手段予以干预。

参 考 文 献

- [1] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA 273 [S]. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [2] EASA S M, YAN W Y. Performance-based analysis in civil engineering: Overview of applications [J]. Infrastructures, Multidisciplinary Digital Publishing Institute, 2019, 4(2): 28.
- [3] 叶列平, 金鑫磊, 田源, 等. 建筑结构抗震“体系能力设计法”综述[J]. 工程力学, 2022, 39(5): 1-12.
YE Lieping, JIN Xinlei, TIAN Yuan, et al. “System capacity design method” for the seismic design of building structures: A review [J]. Engineering Mechanics, 2022, 39(5): 1-12. (in Chinese)
- [4] 夏子祺, 吕西林, 蒋欢军. 中国抗震规范与欧洲规范 8 的对比研究[J]. 结构工程师, 2020, 36(2): 102-111.
XIA Ziqi, LÜ Xilin, JIANG Huanjun. A study on the comparison of chinese code GB 50011—2010 and Eurocode 8 [J]. Structural Engineers, 2020, 36(2): 102-111. (in Chinese)
- [5] 卜海峰, 蒋欢军, 和留生. 基于构件功能组装的建筑抗震韧性评价方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2022, 50(8): 1127-1135.
BU Haifeng, JIANG Huanjun, HE Liusheng. A method for seismic resilience evaluation of buildings based on component function assembly [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2022, 50(8): 1127-1135. (in Chinese)
- [6] 陈嵘. 《建筑抗震设计规范》和《高层建筑混凝土结构设计规程》抗震性能化设计规定的分析对比[J]. 结构工程师, 2024, 40(4): 76-82.
CHEN Rong. Comparative analysis of seismic performance-based design provisions in code for seismic design of buildings and technical specification for concrete structures of tall building [J]. Structural Engineers, 2024, 40(4): 76-82. (in Chinese)
- [7] 何礼东, 阮永辉, 徐旭东. 无锡秀场结构抗震性能化设计[J]. 结构工程师, 2021, 37(1): 214-220.
HE Lidong, RUAN Yonghui, XU Xudong. Performance-based seismic design of the structure of Wuxi Show Theatre [J]. Structural Engineers, 2021, 37(1): 214-220. (in Chinese)
- [8] 于晓露, 舒兴平. 李自健美术馆钢结构基于性能的抗震设计[J]. 结构工程师, 2018, 34(2): 9-15.
YU Xiaolu, SHU Xingping. Performance-based seismic design of steel structure of Li Zijian Art Museum [J]. Structural Engineers, 2018, 34(2): 9-15. (in Chinese)
- [9] 建筑结构抗倒塌设计标准: T/CECS 392—2021 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2021.
Standard for anti-collapse design of building structures: T/CECS 392—2021 [S]. Beijing: China Planning Press, 2021. (in Chinese)
- [10] 建筑抗震韧性评价标准: GB/T 38591—2020 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2020.
Standard for seismic resilience assessment of buildings: GB/T 38591—2020 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2020. (in Chinese)