

防屈曲支撑对钢框架结构抗震性能影响的研究

李云勇, 郑七振, 安亚琳

(上海理工大学 土木工程系, 上海 200093)

摘要: 防屈曲支撑通过在杆件外围设置约束元件抑制受压时的屈曲, 具有更好的耗能效果。为深入研究防屈曲支撑对钢框架结构抗震性能的影响, 运用 SAP2000 有限元结构软件, 对某钢框架在防屈曲支撑、普通中心支撑以及无支撑 3 种形式下的整体模型进行模态和时程分析。结果显示: 采用防屈曲支撑钢框架的周期、层间位移角较纯框架均得到降低; 在罕遇地震作用下, 防屈曲支撑钢框架的顶层最大位移值、顶层加速度较普通支撑钢框架均有很大幅度的减小。表明采用防屈曲支撑可以明显提高钢框架结构的刚度, 同时大幅度提高钢框架结构的抗震性能, 耗能减震效应明显。

关键词: 防屈曲支撑; 钢框架结构; 耗能减震; 罕遇地震

中图分类号: TU391 文献标识码: A 文章编号: 1672-643X(2016)02-0205-06

Influence of buckling – restrained brace on seismic performance of steel frame structure

LI Yunyong, ZHENG Qizhen, AN Yalin

(College of Civil Engineering, University of Shanghai for Science & Technology, Shanghai 200093, China)

Abstract: Through setting the constraints on the fringes of the bar element inhibition of compression buckling under pressure, buckling – restrained support can achieve better effect of energy consumption. In order to further study the effect of anti buckling brace on the seismic behavior of steel frame structure, the paper used SAP2000 finite element software to analyze the mode and time of a steel frame of whole model under the condition of buckling brace, general center support and the forms of non support. The results showed that the period of buckling restrained brace steel frame and the displacement angle of the layer are all reduced compared with that that of the pure frame. In the case of rare earthquake, the top – maximum displacement value and the top acceleration of the steel frame are more significantly reduced than that of ordinary braced steel frame. The result indicated that the stiffness of steel frame can be obviously improved by using the anti buckling brace, and the seismic performance of the steel frame structure is greatly improved, and the energy dissipation effect is obvious.

Key words: buckling – restrained brace; steel frame structure; energy dissipation; rare earthquake

传统的抗震设计方法一般是提高结构本身的抗震性能, 比如, 增大受力构件截面尺寸、增配钢筋等等。而随着超高层建筑、大跨度大空间建筑越来越多, 传统的设计方法就难以满足抗震需求。框架 – 支撑体系能很好地形成双重抗侧力效应, 具有良好的抗震性能, 但是普通的支撑存在着受压屈曲问题, 其拉压滞回反应比较差, 大震时反复拉压容易导致构件的破坏或失效。而防屈曲支撑^[1-3]通过在杆件外围设置约束元件抑制受压时的屈曲, 可以取得更好的耗能效果, 提高了支撑自身的延性以及结构的

整体抗震性能。

防屈曲支撑最早研究出现在日本, 部分学者提出把一字形钢板埋置在预制混凝土里, 利用混凝土板提供侧向约束以防止其发生屈曲。Tsai 等^[4]开发了以双 T 型钢芯配双钢管或双钢板钢芯配双钢管而组成的防屈曲支撑构件, 研究结果显示该种支撑具备优良的滞回耗能与抗疲劳性能。由于防屈曲支撑良好的耗能性能, 近 10 年在我国也得到了越来越多的关注, 清华大学郭彦林、刘建彬^[5-6]研究表明防屈曲支撑框架体系既满足了结构对侧向刚度的要

求,又改善了普通支撑受压发生屈曲的缺点,具有很好的滞回耗能能力。当防屈曲支撑安装到钢框架中时,既是支撑构件又是一种新型高效的被动耗能阻尼器。随后严红等^[7]提出了一字型全钢防屈曲支撑。贾明明等^[8]以 OpenSees 为分析平台,建立一个9层钢框架结构模型的有限元模型,通过整体超强系数与整体延性折减系数的对比,研究防屈曲支撑提高钢框架结构整体稳定性和抗地震侧向倒塌能力的作用。赵瑛等^[9]采用数值手段,研究了防屈曲支撑框架和普通中心支撑框架在性能上的差异。

在地震作用下除结构自身抗震刚度外,防屈曲支撑可以为钢框架结构提供附加的刚度来抵御地震能量^[10-11],从而使得整体结构在地震时得到保护。本文结合某工程,在不同地震工况下对防屈曲支撑钢框架结构进行抗震性能分析,探讨不同震级时防屈曲支撑对整体结构抗震性能的影响。

1 工程概述

该工程位于上海市,为10层钢框架结构,采用平面不对称布置形式,平面总尺寸为77.7 m×37.5 m,其中第4、7、9层为开洞楼层,平面图见图1和图2。建筑总高度为47 m(不包括局部突出的电梯机房),层高依次为6 m×2,5 m×2,4 m×2,5 m,4 m,5 m,4 m。

该建筑梁截面为H型,柱截面为箱型,主要梁柱截面见表1,其中梁柱采用Q345钢。框架梁和框架柱采用刚性连接,次梁和主梁、支撑和梁柱之间采用铰接连接。楼板为150 mm厚现浇钢筋混凝土,

混凝土强度等级为C35。

地震设防烈度为7度,加速度值0.1 g,设计地震分组为第一组, $T_g = 0.9$ s,基本风压取值为0.55 kN/m²。楼层恒荷载取值5 kN/m²,活荷载取值3 kN/m²;不上人屋面恒荷载取值4 kN/m²,活荷载取值0.5 kN/m²,本结构参照抗震规范条例(GB50011-2010),在多遇地震下的阻尼比,高度不大于50 m时可取0.04,在罕遇地震下可采用0.05,并考虑本结构的重要性特殊性,取结构整体阻尼比为0.04。

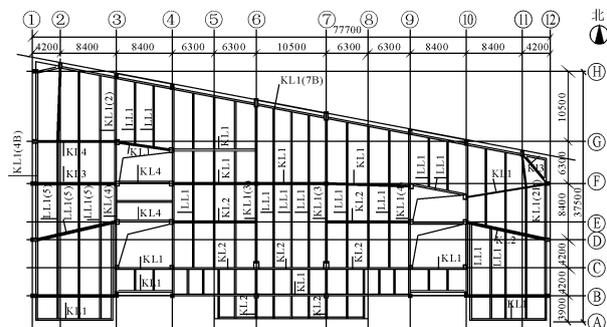


图1 平面布置图

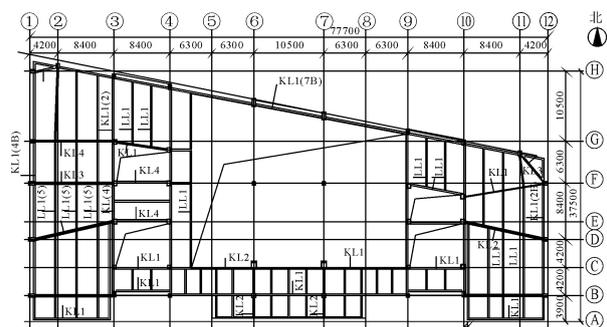


图2 局部开洞楼层平面布置图

表1 主要构件截面

类型	KL1	KL2	KL3	KL4	KL5
截面	H700×300×10×25	H800×400×14×32	H1200×400×18×25	H900×350×14×25	H600×200×10×15
类型	KZ1	KZ2	KZ3	KZ4	KZ5
截面	B800×500×30	B1000×500×40	B600×1200×40	B600×600×35	B700×700×35

2 模型建立

利用 SAP2000 分别建立无支撑纯框结构模型、采用普通支撑结构模型以及采用防屈曲支撑结构模型,整体模型见图3,其中普通梁、柱采用理想弹塑性模型,钢材弹性模量为 $E = 2.06 \times 10^5$ N/mm²,屈服强度为 $f_y = 345$ N/mm²,泊松比为 $U = 0.3$,结构底层柱下节点采用刚性约束,次梁和主梁以及支撑和梁柱之间采用铰接,主梁和框架柱之间为刚接。

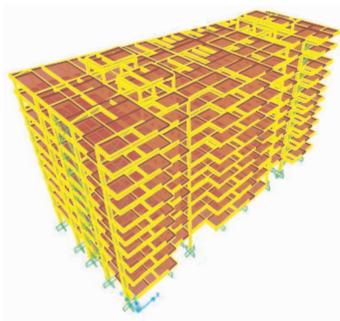


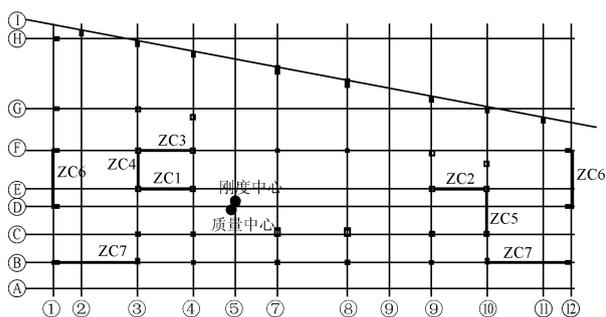
图3 结构整体模型图

防屈曲耗能支撑采用 Wen 塑性单元模拟,其参数定义为初始刚度为 2×10^5 kN/m,阻尼为 0.04,屈服后的刚度比为 0.2,屈服指数为 2。内芯采用截面为 300×20 的十字型钢,根据等效防屈曲支撑内芯面积,普通支撑采用截面为 $H300 \times 300 \times 10 \times 25$ 的工字型钢,钢材屈服强度为 $f_y = 235$ N/mm²,弹性模量为 $E = 2.06 \times 10^5$ N/mm²,泊松比为 0.3。

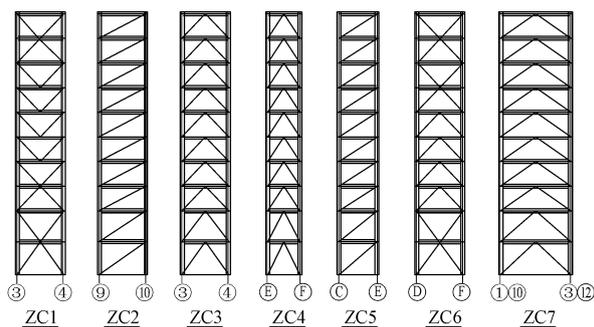
我国《建筑抗震设计规范》(GB50011 - 2010) 第 5.1.2 条规定:采用时程分析方法时,应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于二组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度,地震波的选取时加速度峰值反映了地面记录的最强烈部分,因此用加

速度峰值作为强度标准。本工程时程曲线计算时选取 Elcentro 波、Taft 波和一条上海人工波,主频范围为 10 ~ 30 Hz,其中多遇地震时地震加速度最大值为 35 mm/s²,罕遇地震时地震加速度最大值为 220 mm/s²。Elcentro 波和 Taft 波输入时间为 40 s,人工波输入时间为 35 s,时间步长为 0.02 s。

支撑布置^[12]时,在平面上应尽量使整体结构的质量中心和刚度中心重合,在立面上尽量避免局部的刚度削弱形成薄弱部位以引起应力集中。本文结合纯框架结构刚度性能确定了支撑的布置方式,其普通支撑和防屈曲支撑的布置位置以及布置方式均相同,见图 4。



(a) 支撑平面布置图



(b) 支撑立面布置图

图 4 支撑布置图

3 模型计算结果及分析

3.1 结构刚性分析

(1) 周期。对这三个模型进行了模态分析,得出了结构的前 10 阶周期及对应的阵型,如图 5 所示。通过对比可以看出,采用普通支撑和防屈曲支撑的结构较纯框架结构的周期降低了很多,而采用普通支撑较采用防屈曲支撑的结构周期基本相同,表明采用支撑可以提高结构的刚度。

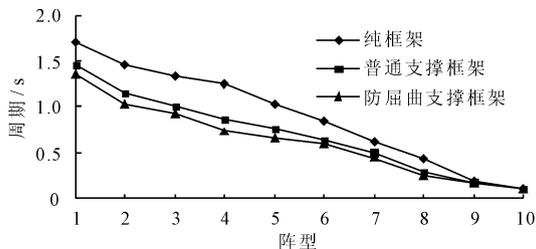


图 5 各框架周期比

(2) 层间位移角。经过有限元分析,各模型的层位移角如图 6 所示。反应谱分析下,纯框架模型最大层位移角为 $1/735$,顶层最大位移为 46.85 mm;普通支撑框架模型最大层位移角为 $1/1295$,顶

层最大位移为 28.20 mm;防屈曲支撑框架模型最大层位移角为 $1/1331$,顶层最大位移为 27.06 mm。

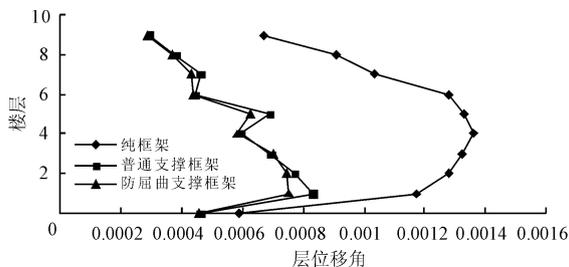


图 6 各框架层间位移角比

由分析可知,采用支撑可以降低结构的周期,增加整体结构的刚度,降低层间位移角以及顶层最大位移,而此阶段结构尚处于弹性阶段,采用普通支撑和防屈曲支撑效果差别不大,防屈曲支撑未明显体现出减震耗能效果。

3.2 结构弹塑性时程分析

基于本文所采用的 3 种波,对普通支撑框架和防屈曲支撑框架两个模型进行弹塑性时程分析,分别在多遇地震和罕遇地震时对防屈曲支撑减震耗能效果进行深入研究。

(1) 多遇地震(35 mm/s²)。普通支撑钢框架

模型和防屈曲支撑钢框架模型, 分别在多遇地震时 3 种地震波下顶层位移值、顶层加速度值的结果如图 7、图 8 所示。

由表 2 可见, 在多遇地震下, 采用防屈曲支撑框架的最大顶层位移值和加速度较于采用普通支撑框架均有所减小, 平均降低 10% 和 11% 左右, 减小幅度比较小。表明防屈曲支撑钢框架结构在多遇地震阶段抗震性能得到加强, 但和普通支撑钢框架结构

相比, 抗震性能未得到明显的提高, 此阶段防屈曲支撑未表现出很好的减震耗能效果。

图 9 所示为多遇地震时, 采用防屈曲支撑框架底层防屈曲支撑在 3 种地震波下的耗能滞回曲线。在 3 种波地震下, 防屈曲支撑耗能滞回曲线均较平扁, 接近直线, 说明此阶段防屈曲支撑内芯部分并未达到完全的屈服, 其减震耗能性能并未得到很好地体现。

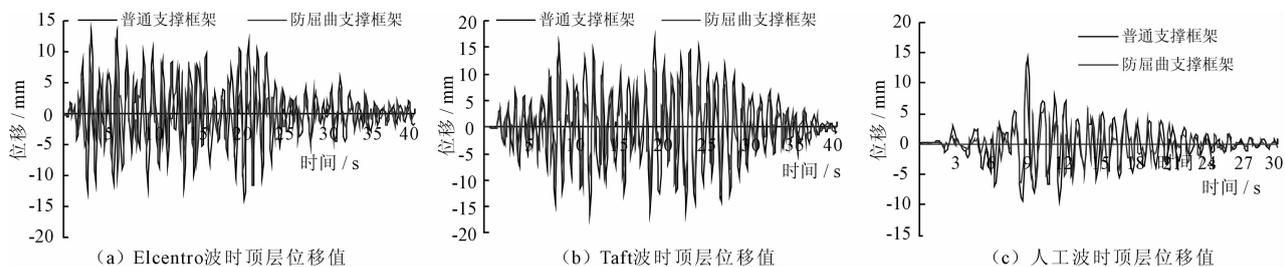


图 7 多遇地震下顶层位移值

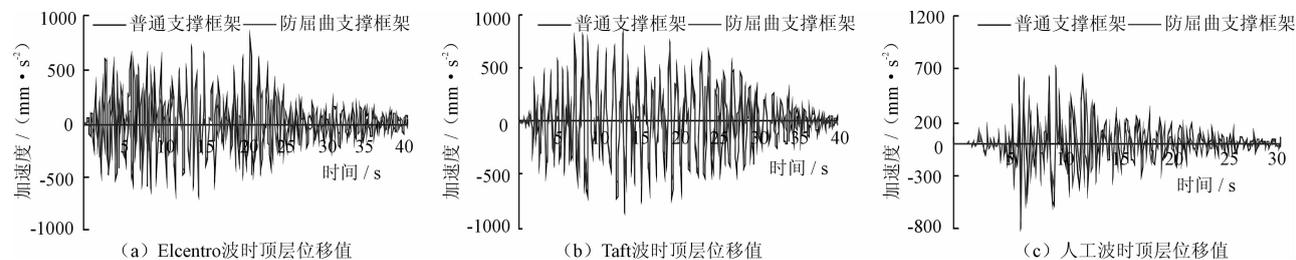


图 8 多遇地震下顶层加速度

表 2 多遇地震结果比较

波形	顶层最大位移值/mm			顶层最大加速度/(mm·s ⁻²)		
	普通支撑框架	防屈曲支撑框架	降低率/%	普通支撑框架	防屈曲支撑框架	降低率/%
Elcentro 波	13.90	12.38	10.9	786.94	702.02	10.8
Taft 波	16.31	14.29	12.3	861.87	680.23	12.7
人工波	14.29	12.90	9.3	801.98	717.57	10.5

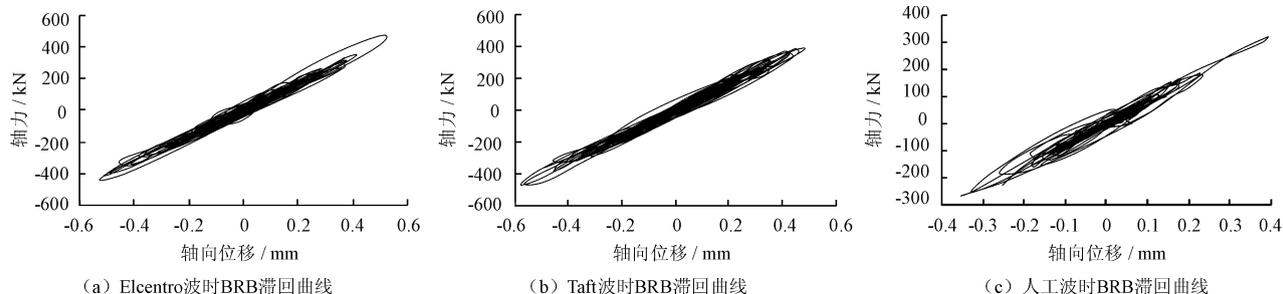


图 9 多遇地震下防屈曲支撑耗能滞回曲线

(2) 罕遇地震(220 mm/s²)。普通支撑钢框架模型和防屈曲支撑钢框架模型, 分别在多遇地震时 3 种地震波下顶层位移值、顶层加速度值的结果如图 10、图 11 所示。

由表 3 可见, 在罕遇地震下, 采用防屈曲支撑框架的最大顶层位移值和加速度较于普通支撑框架均有明显的减小, 其最大值可以降低 50% 和 35% 左右。表明防屈曲支撑钢框架结构较于普通支撑钢框

架结构在罕遇地震阶段抗震性能得到很大的提高,此阶段防屈曲支撑表现出很好地减震耗能效果。

综上所述,在罕遇地震作用下,防屈曲耗能支撑已经进入屈服耗能阶段,支撑内核单元的变形消耗很大一部分地震能量,使得能够更好的保证主体框

架结构的安全。

图 12 所示为罕遇地震下,防屈曲支撑的耗能滞回曲线,在 3 种地震波下,滞回曲线均很饱满,表明防屈曲支撑内芯已经屈服,其减震耗能性能得到很好的体现。

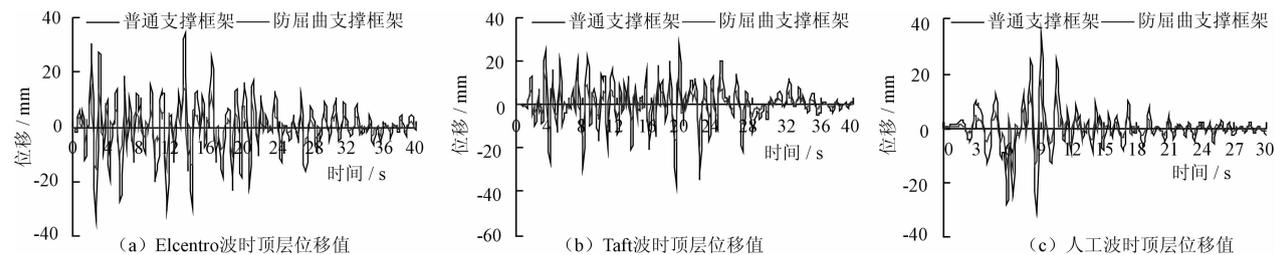


图 10 罕遇地震下顶层位移值

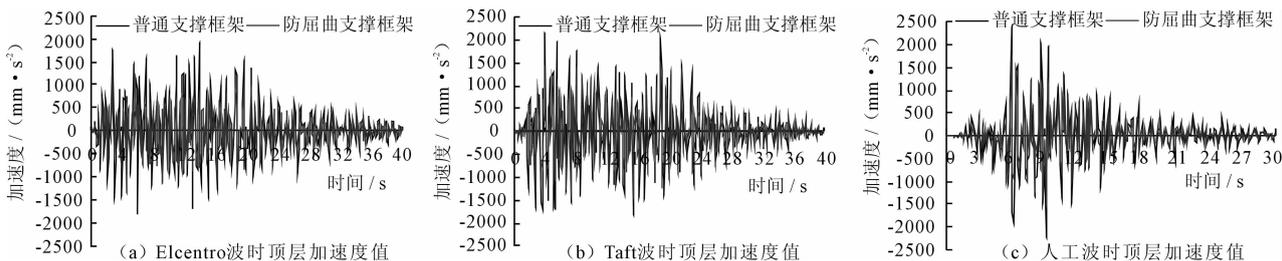


图 11 罕遇地震下顶层加速度

表 3 罕遇地震结果比较

波形	顶层最大位移值/mm			顶层最大加速度/(mm·s ⁻²)		
	普通支撑框架	防屈曲支撑框架	降低率/%	普通支撑框架	防屈曲支撑框架	降低率/%
Elcentro 波	31.84	18.18	42.9	1994.77	1240.82	37.8
Taft 波	37.98	17.06	55.1	2152.52	1443.62	32.9
人工波	37.98	17.34	51.6	2402.46	1512.46	37.1

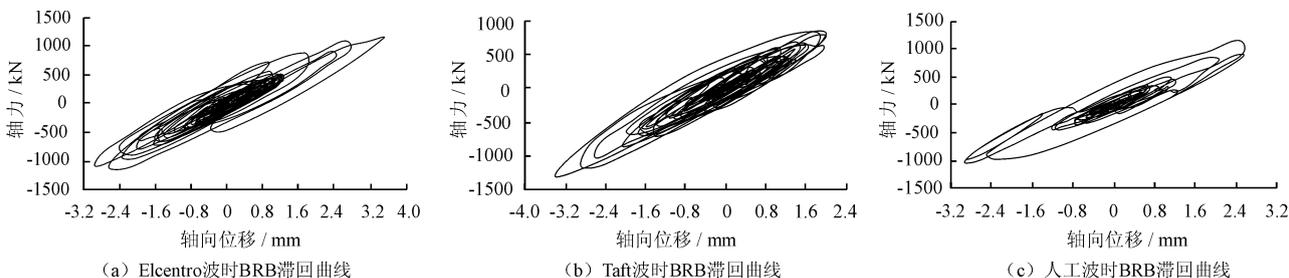


图 12 罕遇地震下防屈曲支撑耗能滞回曲线

4 结 论

(1) 采用支撑框架的周期、层间位移角较纯框架均得到降低,说明采用支撑可以增加整体结构的刚度,提高其抗震性能。

(2) 在多遇地震下,与普通支撑钢框架相比,防屈曲支撑钢框架的最大顶层位移值、加速度均有所

减小,但减小幅度不大。耗能滞回曲线较为扁平,表明防屈曲支撑的耗能性能未得到很好地体现。

(3) 在罕遇地震下,防屈曲支撑钢框架的最大顶层位移值、顶层加速度较普通支撑钢框架均有很大幅度的减小。耗能滞回曲线更加丰满,表明在罕遇地震下,防屈曲支撑能够发挥良好的耗能能力。

参考文献:

- [1] 哈敏强. 普通和新型抑制屈曲支撑的力学性能及其应用研究[D]. 上海: 同济大学, 2004.
- [2] 殷占忠, 陈伟, 陈生林, 等. 改进型双钢管约束屈曲支撑试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(9): 90-97.
- [3] 程光煜, 叶列平, 崔鸿超. 防屈曲耗能钢支撑设计方法的研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(1): 40-48.
- [4] Tsai K C, Hwang Y C, Weng C S, et al. Experimental tests of large scale buckling restrained braces and frames [C] // Proceedings, Passive Control Symposium, December, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan 2002.
- [5] 郭彦林, 刘建彬, 蔡益燕, 等. 结构的耗能减震与防屈曲支撑[J]. 建筑结构, 2005, 35(8): 18-23.
- [6] 刘建彬. 防屈曲支撑及防屈曲支撑钢框架设计理论研究[D]. 北京: 清华大学, 2005.
- [7] 严红, 潘鹏, 王元清, 等. 一字形全钢防屈曲支撑耗能性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(11): 142-149.
- [8] 贾明明, 吕大刚, 张辉. 防屈曲支撑钢框架抗地震侧向倒塌能力分析[J]. 土木工程学报, 2013, 46(S1): 7-12.
- [9] 赵瑛, 郭彦林. 防屈曲支撑框架设计方法研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(1): 38-43+85.
- [10] 杨昌民, 李宏男, 牧野俊雄, 等. 防屈曲支撑的有限元模拟及滞回性能分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2012, 32(2): 145-151+175.
- [11] 马宁, 吴斌, 赵俊贤, 等. 十字形内芯全钢防屈曲支撑构件及子系统足尺试验[J]. 土木工程学报, 2010, 43(4): 1-7.
- [12] 黄怡, 王元清, 石永久. 支撑布置方式对多高层钢结构抗震性能的影响分析[J]. 钢结构, 2005(5): 41-44+21.
- [14] Lucas J. Up wind project: comparison of first and second-order hydrodynamic results for floating offshore wind structures[C]. Garrad Hassan & Partners Ltd, UK, Bristol, 2011.
- [15] Agarwal P. Simulation structural reliability offshore wind turbines[D]. Austin: University of Texas, 2008.
- [16] Goupee A J, Koo B, Kimball R W, et al. Experimental Comparison of three floating wind turbine concepts[C] // Proceedings of the 31st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, 2012.
- [17] Goupee A J, Koo B, Lambrakos K F and Kimball R W. Offshore wind energy: Model tests for three floating wind turbine concepts [C] // Proceedings of the Offshore Technology Conference held in Houston, Texas, USA, 2012.
- [18] 刘应中, 缪国平. 船舶在波浪中的运动理论[M]. 上海: 上海交通大学出版社, 1987.
- [19] Nielsen F G, Hanson T D, Skaare B. Integrated dynamic analysis of floating offshore wind turbines[C] // In 25th International Conference on Ocean Offshore and Arctic Engineering, Germany, Hamburg, 2006.
- [20] Larsen K, Sandvik P C. Efficient methods for the calculation of dynamic mooring line tension EUROMS 90[C] // The First European Offshore Mechanical Symposium, Trondheim, Norway, 1990.
- [21] Jonkman J, Matha D. A quantitative comparison of the responses of three floating platforms[C] // National Renewable Energy Laboratory, Stockholm, Sweden, 2009.
- [22] Jonkman J M, Buhl M L. FAST User's Guide [M]. Golden, CO: National Renewable Energy Laboratory, 2005.
- [23] 刘毅. 单柱式浮式风机结构强度分析方法研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2014.

(上接第 204 页)