

引用本文:谭佳俊,谭平,吴玖荣,等.某百米级高层隔震结构风致效应研究[J].建筑科学与工程学报,2023,40(2):97-104.

TAN Jiajun, TAN Ping, WU Jiurong, et al. Study on wind-induced effect of a 100 m level seismically isolated high-rise structure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2023, 40(2): 97-104.

DOI:10.19815/j.jace.2021.11012

## 某百米级高层隔震结构风致效应研究

谭佳俊<sup>1,2</sup>, 谭平<sup>1,2</sup>, 吴玖荣<sup>1,3</sup>, 冯德民<sup>4</sup>

(1. 广州大学 土木工程学院, 广东 广州 510006; 2. 广州大学 工程抗震减震与结构安全教育部重点实验室, 广东 广州 510006; 3. 广州大学 风工程与工程振动研究中心, 广东 广州 510006;  
4. 藤田技术研究中心, 神奈川 厚木 243-0125)

**摘要:**现行规范采用静力设计的方法可能对高层隔震结构的风致效应考虑不足,为此深入研究了高层隔震结构抗风设计与风致效应,结合现行规范提出高层隔震结构风致效应分析框架,并针对中国某百米级实际工程隔震结构展开风致效应的分析与评估。结果表明:现行规范采用等效静力的计算方式低估了高层隔震结构实际所受的脉动风作用,通过风荷载时程分析发现,隔震层X、Y向的水平剪力相比风荷载标准值作用分别增加了23.8%和27.7%,但从设计的角度出发,现行规范取1.4的分项系数能满足隔震层抗风稳定性的要求;在10年一遇风荷载作用下,高层隔震结构顶部存在舒适度的问题,最大风振加速度达到 $16.2\text{ cm}\cdot\text{m}^{-2}$ ,超出规范限值8%;在1年一遇风荷载作用下,高层隔震结构顶部的最大风振加速度达到 $7.6\text{ cm}\cdot\text{m}^{-2}$ ,其居住舒适性更难以满足,高层隔震结构的舒适度问题在今后的抗风设计中应予以重视;提出的分析框架能较系统和全面地反映高层隔震结构风致效应,可为现行规范提供理论参考依据。

**关键词:**高层隔震结构;抗风设计;风致效应;抗风稳定性;风振舒适度;数值模拟

中图分类号: TU352.1

文献标志码: A

文章编号: 1673-2049(2023)02-0097-08

## Study on wind-induced effect of a 100 m level seismically isolated high-rise structure

TAN Jiajun<sup>1,2</sup>, TAN Ping<sup>1,2</sup>, WU Jiurong<sup>1,3</sup>, FENG Demin<sup>4</sup>

(1. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China;  
2. Key Laboratory of Earthquake Resistance Earthquake Mitigation and Structural Safety of Ministry of Education, Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China; 3. Research Center for Wind Engineering and Engineering Vibration, Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China;  
4. Technology Department Division of Fujita, Atsugi 243-0125, Kanagawa, Japan)

**Abstract:** The static design method adopted in the current code may not consider the wind-induced effect of seismically isolated high-rise structure enough. Therefore, the wind resistant design and wind-induced effect of seismically isolated high-rise structure were deeply studied, the wind-induced effect analysis framework of seismically isolated high-rise structure combined with the current code was put forward, and the analysis and evaluation of wind-induced effect for a

收稿日期: 2021-11-03

基金项目: 国家重点研发计划项目(2019YFE0112500); 国家自然科学基金项目(51978185); 教育部创新团队发展计划项目(IRT13057)

作者简介: 谭佳俊(1999-), 男, 工学硕士研究生, E-mail: 2112016035@e.gzhu.edu.cn.

通讯作者: 谭平(1973-), 男, 工学博士, 研究员, 博士生导师, E-mail: pttan@gzhu.edu.cn.

seismically isolated structure of 100 m level practical engineering was carried out. The results show that the code underestimates the fluctuating wind action on the seismically isolated high-rise structure by using the equivalent static method. Through the time history analysis of wind load, it is found that the horizontal shear force in X and Y directions of the seismic isolation increases by 23.8% and 27.7% respectively compared with the standard value of wind load, but from the point of view of design, the partial coefficient of 1.4 in the current code can meet the requirements of wind resistance stability of the seismic isolation. Under the 10-year wind load, there is a problem of comfort on the top of seismically isolated high-rise structure, and the maximum wind-induced acceleration reaches  $16.2 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ , exceeding the limit of the code by 8%. Under the once-in-a-year wind load, the maximum wind-induced acceleration on the top of the seismically isolated high-rise structure reaches  $7.6 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ , which is more difficult to meet the living comfort and the comfort of the seismically isolated high-rise structure should be paid attention to in the wind resistance design in the future. The proposed analysis framework can systematically and comprehensively reflect the wind-induced effect of seismically isolated high-rise structures, and can provide a theoretical reference for the current code.

**Key words:** seismically isolated high-rise structure; wind resistant design; wind-induced effect; wind stability; wind vibration comfort; numerical simulation

## 0 引言

随着经济飞速发展,世界各地的高层结构不断涌现,隔震技术也随之被拓展应用到高层结构中<sup>[1]</sup>,隔震建筑建得越来越高,目前世界最高的隔震建筑位于日本大阪市,总高度达到了 200 m。风荷载作为比地震作用更为常见的侧向荷载,是高层结构在设计过程中的主要控制因素之一<sup>[2]</sup>。针对传统高层抗震结构的抗风设计已经开展了许多研究工作,而关于高层隔震结构抗风设计和风致效应的研究还相对较少,高层隔震结构的风振问题不容忽视。

目前已有学者开展了高层隔震结构风致效应的研究。Vulcano<sup>[3]</sup>分别研究了 3 层和 5 层框架隔震结构在地震和风荷载作用下的响应。Liang 等<sup>[4]</sup>通过时域分析研究了 14 层隔震结构在风荷载作用下的居住舒适性。杜永峰等<sup>[5]</sup>采用数值模拟的方法比较了抗震与隔震结构的风振响应特点。郑士杰等<sup>[6]</sup>研究了不同风速、屈重比条件下隔震支座的受力特性。商昊江等<sup>[7-8]</sup>研究了高层隔震结构在 20、30 年和 50 年一遇脉动风荷载作用下的抗风稳定性,并分析了高层隔震结构在地震作用下的减震性能。廖才振<sup>[9]</sup>研究了高层隔震结构在 10 年和 50 年一遇风荷载作用下的风振响应,并比较了顺风向和横风向风荷载对结构的影响。Siringoringo 等<sup>[10-11]</sup>研究了非对称基础隔震结构在台风作用下的动力特性和风振响应。朱建阳<sup>[12]</sup>基于时程分析研究了巨型框架三

维隔震结构在脉动风作用下的减振性能。Feng 等<sup>[13-14]</sup>采用统计线性化的方法,对具有滞回恢复力特性的隔震结构顺风向和横风向风振响应进行研究。上述研究大都基于 20 层以下的隔震结构进行分析,且对于隔震结构受脉动风作用的研究主要围绕理论推导和试验观测等方面展开,没有系统地研究高层隔震结构在脉动风作用下的风致效应。

此外,中国规范在针对隔震结构进行抗风设计时,仅通过静力设计的方式对隔震结构的抗风稳定性作出规定:要求隔震层在基本风压作用下,即 50 年一遇风荷载作用下不发生屈服。因此,现行规范采取等效静力的设计方法可能对高层隔震结构的风致效应考虑不足,隔震层的抗风稳定性还需进一步检验。随着隔震结构越建越高,结构顶部可能出现的风振舒适度问题在抗风设计中也应引起重视。

由于百米级高层隔震结构的抗风设计与风致效应分析研究在中国尚属少见,本文针对某百米级隔震住宅公寓楼实际工程展开风致效应研究;结合现行规范提出高层隔震结构的风致效应分析框架;基于数值模拟的方法得到不同重现期的风荷载时程,通过计算高层隔震结构在不同风向角风荷载作用下上部结构的风振响应,探讨隔震层的抗风稳定性,对满足现行抗风设计方法下的高层隔震结构的风致效应进行分析和评估。上述研究对于今后更好地完善高层隔震结构设计方法有着重要的意义。

## 1 实际工程

### 1.1 工程概况

某实际工程结构为百米级剪力墙住宅公寓楼,共 28 层(含有 1 层隔震层,层高 3.0 m,1 层地下室,层高 4.8 m。地上首层层高 5.4 m,2、3 层层高 5.2 m,均为商业用房,第 4~26 层层高 3.3 m,为公寓用房)。结构长 50.4 m,宽 38.0 m,总高度达到 99.5 m,建筑立面图见图 1。本工程设防烈度为 8 度,设计地震分组第一组,Ⅱ类场地,特征周期  $T_g = 0.35$  s,结构阻尼比为 0.05,丙类建筑,该项目采用基础隔震方案,隔震层设置在地下室底板与片筏基础之间。

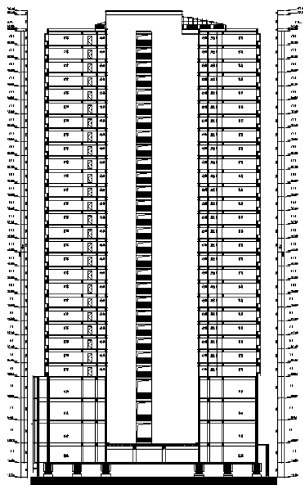


图 1 建筑立面图

Fig. 1 Building elevation

### 1.2 隔震设计

本文通过 ETABS 软件完成高层结构的隔震设计与分析计算,隔震结构的有限元模型见图 2,该模型作为后文高层隔震结构风振时程分析的计算模型。结构的梁、柱采用梁柱单元,剪力墙采用壳体单元,楼板采用了膜单元,隔震支座采用 Link 单元(Rubber Isolator)进行模拟。隔震支座的选取需要分别满足竖向承载力、减震系数以及位移限制的要求,并结合实际经验对隔震层的布置作出优化,隔震层的平面布置见图 3。

图 4 给出了设防地震作用下隔震结构与抗震结构各层的剪力和倾覆力矩对比情况。可以发现,经过隔震设计后,高层隔震结构上部的地震反应减小约 50%,抗震性能得到明显提升。其中上部结构的水平向减震系数  $\beta$  取值为 0.55,高层隔震结构根据规范按照本地区设防烈度规定采取相应的抗震措施。

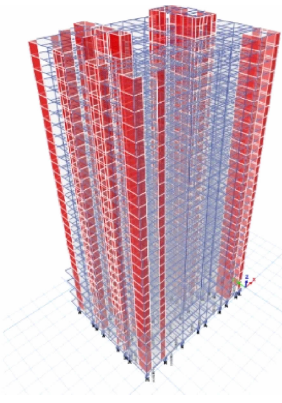


图 2 有限元模型

Fig. 2 Finite element model

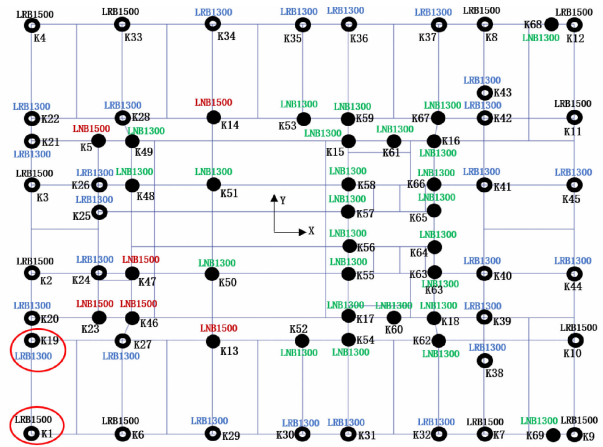


图 3 隔震层平面布置

Fig. 3 Plane layout of seismic isolation layer

### 1.3 抗风设计方法

由《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)(后文简称《隔标》)第 4.6.8 条可知,现行规范针对隔震结构进行抗风设计时规定为:隔震层在 50 年一遇风荷载作用下不应发生屈服,隔震结构所受的风荷载设计值(1.4 倍的风荷载标准值)应小于隔震层各支座的水平屈服力之和,即

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw} \quad (1)$$

式中: $\gamma_w = 1.4$ ,为风荷载分项系数; $V_{wk}$ 为风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值; $V_{Rw}$ 为隔震层的总屈服力。

垂直作用于高层隔震结构表面的风荷载标准值可由《建筑结构荷载规范》第 8.1.1 条确定,即

$$\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 \quad (2)$$

式中: $\omega_k$ 为风荷载标准值; $\beta_z$ 为高度  $z$  处风振系数; $\mu_s$ 为体型系数; $\mu_z$ 为风压高度变化系数; $\omega_0$ 为基本风压,即当地重现期 50 年的风压。

值得指出的是,由于隔震结构在抗风时不允许隔震层出现屈服,隔震结构屈服前的刚度类似于刚

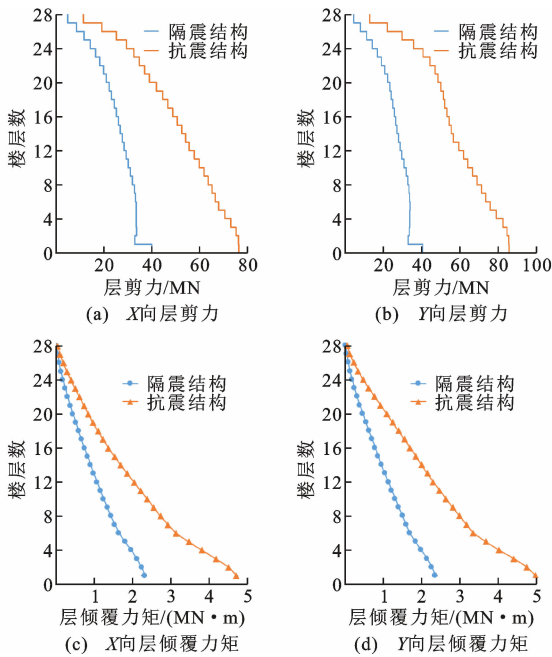


图4 隔震与抗震结构地震反应对比

Fig. 4 Comparison of seismic response between isolated and aseismic structures

塑性的假定,且隔震支座的位移-荷载曲线并没有形成有效的滞回面积,无法提供附加阻尼的作用,因此,隔震结构的风荷载计算与抗震结构基本一致。下面根据现行规范完成该高层隔震结构的抗风设计验算:已知当地基本风压为 $0.80\text{ kPa}$ ,B类地貌,结构体型系数为 $1.3$ ,隔震层的总屈服力为 $17\ 395\text{ kN}$ 。由式(1)、(2)得到该高层隔震结构的抗风静力验算结果见表1。由表1可知,在风荷载设计值作用下,隔震层X、Y向的水平剪力分别为 $11\ 003\text{ kN}$ 和 $13\ 654\text{ kN}$ ,均小于隔震层总屈服力 $17\ 395\text{ kN}$ ,说明该高层隔震结构满足现行规范下的抗风稳定性验算,隔震层不发生屈服。

表1 抗风验算结果

Table 1 Wind resistant calculation results

方向	风荷载标准值/kN	风荷载设计值/kN	隔震层总屈服力/kN
X向	7 859	11 003	17 395
Y向	9 753	13 654	

## 2 高层隔震结构风致效应分析框架

由于现行抗风设计规范采用静力设计的方法可能对高层隔震结构的风致效应考虑不足,高层隔震结构的抗风稳定性和居住舒适性有待进一步检验。因此需要更为系统和全面地分析和评估高层隔震结构的风致效应。

近些年随着计算机的不断发展,通过数值模拟

的方法得到脉动风可以综合考虑场地类型、风场参数以及建筑结构外形等条件的任意性,从而使模拟结果更接近实际情况。同时选择建立高层隔震结构的精细有限元模型作为风振计算模型,并输入风荷载进行时程分析,可以得到结构各部分动力响应随时间变化的全过程,是较为精细的分析方法。因此本文基于数值模拟和时程分析的方法并结合现行规范提出高层隔震结构风致效应分析框架,具体流程见图5。

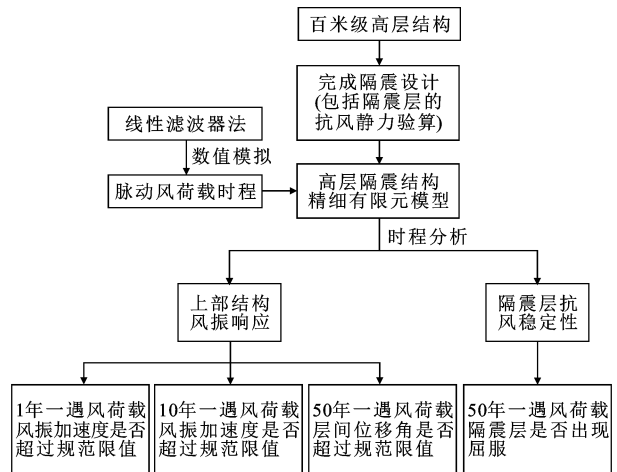


图5 高层隔震结构风致效应分析框架

Fig. 5 Analysis framework for wind-induced effect of high-rise seismically isolated structures

首先完成高层结构的隔震设计,并根据本文第1.3节所述的现行抗风设计方法完成高层隔震结构的抗风静力验算。先由式(2)计算得到高层隔震结构所受的风荷载标准值,再通过式(1)完成隔震结构的抗风稳定性验算。

采用线性滤波器法的自回归模型(Auto-regressive)模拟得到不同重现期的风荷载时程。在得到风荷载时程后,分别沿不同风向角输入高层隔震结构的精细有限元模型进行风振时程分析计算,进而得到高层隔震结构在不同重现期风荷载作用下的风振响应,最后结合现行规范分别对上部结构的风振响应以及隔震层的抗风稳定性进行分析和评估。

在结合现行规范进行评估时,由前文可知,《国标》第4.6.8条已对高层隔震结构的抗风稳定性作出规定,而考虑到高层隔震结构的顶部可能出现的风振舒适度问题,本文引入《高层建筑混凝土结构技术规程》(后文简称《高规》)对上部结构的风振响应进行评估,其中层间位移角作为结构刚度的控制指标,根据《高规》第3.7.3条规定,不同结构体系的弹性层间位移角不应超过相应限值。风振加速度作为

舒适度的控制指标,根据《高规》第 3.7.6 条规定,对于使用功能为住宅或公寓的高层建筑,在 10 年一遇的风荷载作用下,其顶部的风振加速度不应超过  $15 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ 。

考虑到对沿海或内陆强风地区的高层隔震结构更高的风振性能要求,本文还根据广东省标准《高层建筑风振舒适度评价标准及控制技术规程》第 4.2.3 条规定,对高层隔震结构在 1 年重现期风荷载作用下的风振舒适度进行评估。

### 3 脉动风模拟

由于横风向和竖向脉动风对高层隔震结构的作用较小,本文仅考虑了顺风向脉动风的作用。脉动风的本质为随机过程,目前应用较多的数值模拟方法有线性滤波器法和谐波叠加法,而线性滤波器法的自回归模型(AR)具有计算量小,占用内存少,计算速度快的优点。因此本文采用 AR 模型进行脉动风的模拟,具体模拟过程见图 6。

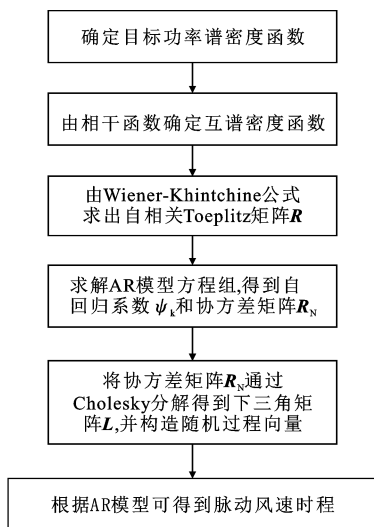


图 6 基于 AR 模型的脉动风模拟过程

Fig. 6 Simulation process of fluctuating wind based on AR model

本文选取中国规范建议的 Davenport 谱作为目标功率谱密度函数  $S_v(n)$ ,其表达式为

$$S_v(n) = \frac{4K\bar{V}_{10}^2}{n} \frac{x^2}{n(1+x^2)^{4/3}} \quad (3)$$

式中: $x=1.200n/\bar{V}_{10}^2$ ;  $n$  为脉动风频率; $K$  为地面粗糙度系数; $\bar{V}_{10}$  为离地 10 m 高处的平均风速。

基于上述 AR 模型,通过 MATLAB 编制程序进行脉动风的模拟。模拟时的主要参数为:时间步长 0.1 s,总时长 600 s,AR 模型阶次取 6 阶。当地 1、10、50 年一遇的风压分别为 0.22、0.5、0.8 kPa,

对应于 10 m 高处的平均风速分别为 18.76、28.28、35.78  $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。

图 7、8 分别给出了高层隔震结构顶层的脉动风速时程曲线和模拟风功率谱。由图 8 可以看出,模拟风功率谱的整体变化趋势与规范 Davenport 谱十分吻合,说明模拟结果较为可靠。

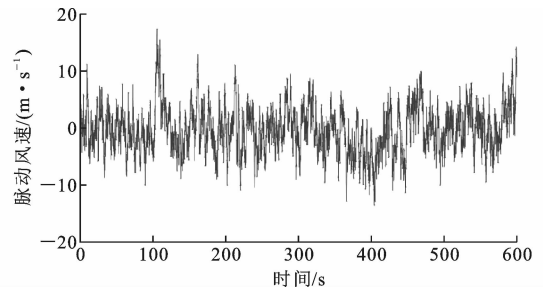


图 7 顶层脉动风速时程曲线

Fig. 7 Fluctuating wind speed time-history curve on top floor

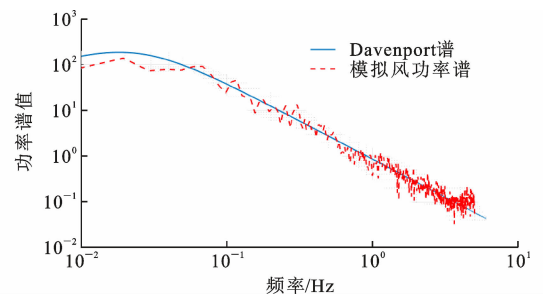


图 8 顶层处模拟风功率谱与 Davenport 谱对比

Fig. 8 Comparison of simulated wind power spectrum and Davenport spectrum on top floor

## 4 高层隔震结构风致效应分析

### 4.1 上部结构风振响应分析

将不同重现期的风荷载分别沿高层隔震结构的 Y 轴方向、 $30^\circ$  风向角、 $60^\circ$  风向角和 X 轴方向作用在各楼层上。图 9、10 分别给出了在 1 年一遇和 10 年一遇风荷载作用下,高层隔震结构各层的最大风振加速度响应;图 11 给出了在 50 年一遇风荷载作用下高层隔震结构各层的层间位移角。

根据广东省《高层建筑风振舒适度评价标准及控制技术规程》第 4.2.3 条规定可知,该高层隔震结构在 1 年重现期风荷载作用下的风振加速度限值为  $6.1 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ 。由图 9 可知,在 1 年一遇风荷载沿高层隔震结构的 Y 轴方向和  $30^\circ$  风向角作用下,高层隔震结构的顶部最大风振加速度均超过了规范限值,其中最大风振加速度达到了  $7.6 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ,超出规范限值 24%。同时由图 10 可知,在 10 年一遇风

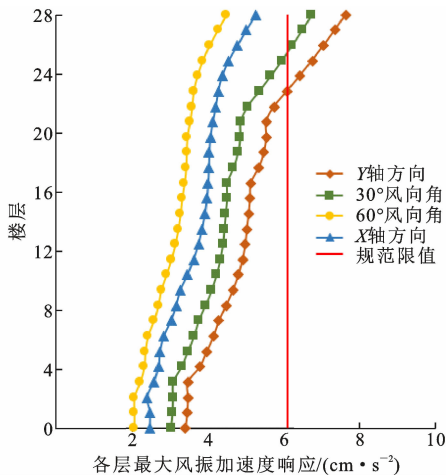


图9 各层最大风振加速度响应(1年一遇)

Fig. 9 Maximum wind-induced acceleration response of each floor(once in 1 year)

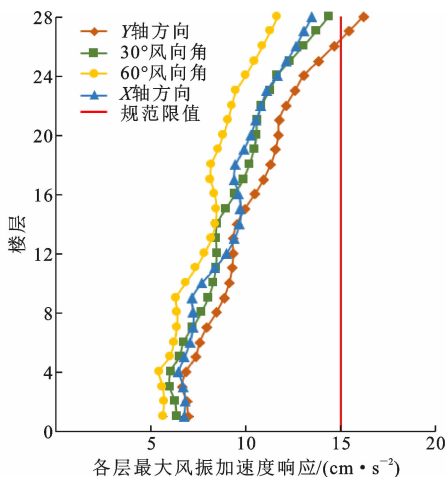


图10 各层最大风振加速度响应(10年一遇)

Fig. 10 Maximum wind-induced acceleration response of each floor(once in 10 years)

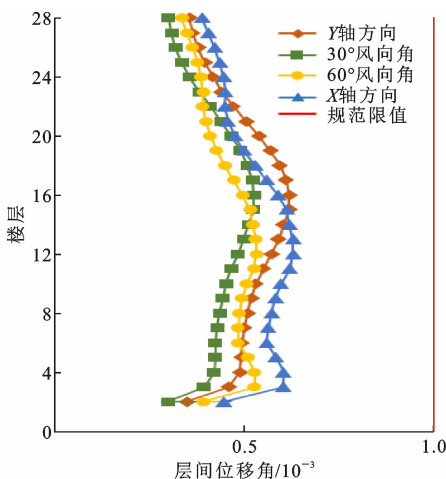


图11 各层层间位移角

Fig. 11 Story drift angle of each floor

荷载沿高层隔震结构的Y轴方向作用下,高层隔震结构的顶部最大风振加速度超过了对应的规范限值 $15.0 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ,不满足居住舒适性的要求,其中最大风振加速度达到了 $16.2 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ,超出规范限值8%。

由图11可知,在50年一遇风荷载沿高层隔震结构的不同方向作用下,高层隔震结构各层的层间位移角均未超过规范规定的剪力墙结构的弹性层间位移角限值 $1/1000$ ,且具有一定安全储备,其中最大层间位移角出现在风荷载沿X轴方向作用下的第12层,其值为 $1/1587$ 。

综上所述,现行规范采取静力设计的方式会对高层隔震结构的风致效应考虑不足。在1年一遇和10年一遇风荷载作用下,高层隔震结构的顶部均出现了风振舒适度的问题,其中相比10年一遇风荷载作用,高层隔震结构要满足在1年一遇风荷载作用下的居住舒适性更为困难。高层隔震结构的层间位移角则一般能满足规范对于刚度的控制要求。

#### 4.2 隔震层抗风稳定性分析

将50年一遇风荷载沿高层隔震结构的Y轴方向作用,选取隔震层受风荷载影响较为显著的角部位置的铅芯橡胶隔震支座K1(LRB1500)以及K19(LRB1300)进行抗风稳定性分析,支座的选取情况见图3。图12、13分别给出了隔震支座K1和K19的水平剪力时程曲线,图14给出了隔震支座K1和K19的荷载-位移曲线,图15给出了隔震层总的水平剪力时程曲线。

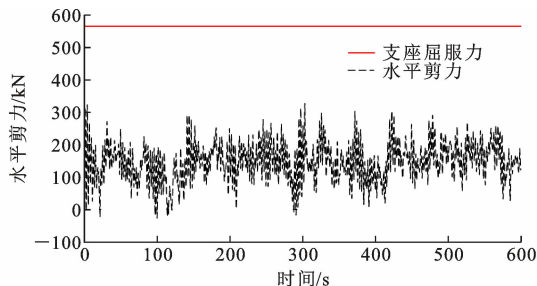


图12 水平剪力时程曲线(支座K1)

Fig. 12 Time history curve of horizontal shear (support K1)

由图12、13可知,高层隔震结构在50年一遇风荷载作用下,铅芯橡胶隔震支座K1(LRB1500)和K19(LRB1300)的水平剪力均未超过各自的屈服力 $565.2 \text{ kN}$ 和 $424.5 \text{ kN}$ 。同时结合图14可知,隔震支座K1和K19的荷载-位移曲线在风荷载作用下始终保持直线,说明隔震支座并未发生屈服,满足抗风稳定性的要求。由图15可知,高层隔震结构隔震

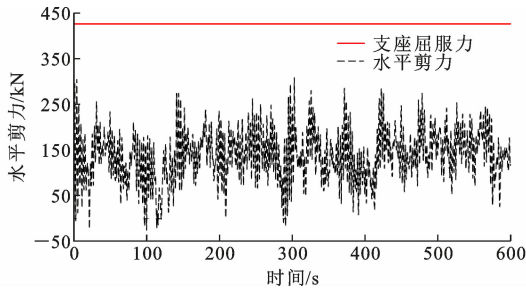


图 13 水平剪力时程曲线(支座 K19)

Fig. 13 Time history curve of horizontal shear (support K19)

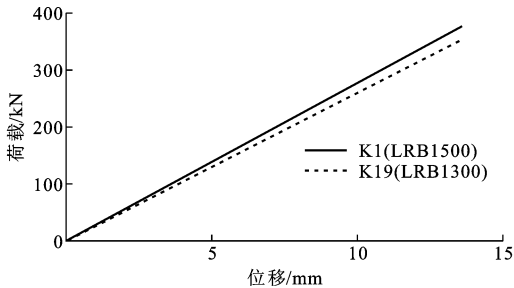


图 14 隔震支座荷载-位移曲线

Fig. 14 Displacement-load curve of seismic isolation support

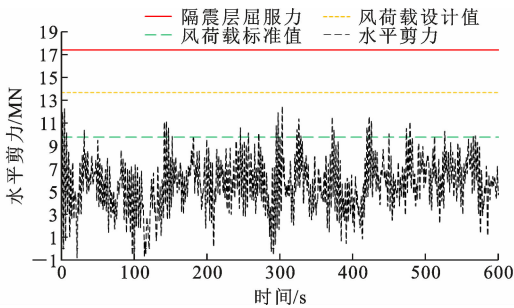


图 15 隔震层水平剪力时程曲线

Fig. 15 Horizontal shear time history curve of seismic isolation layer

层在风荷载时程作用下的水平剪力超过了风荷载标准值作用下的水平剪力 9 753 kN,最大达到了 12 458 kN,但未超过风荷载设计值作用下的水平剪力 13 654 kN 以及隔震层的总屈服力 17 395 kN,说明该高层隔震结构满足抗风稳定性的要求,隔震层未发生屈服。

表 2 给出了风荷载时程分析、风荷载标准值、风荷载设计值作用下,隔震层 X、Y 向的水平剪力  $F_1$ 、 $F_2$ 、 $F_3$ 。通过对比可以发现,在风荷载时程分析下,隔震层 X、Y 向的水平剪力分别为 9 729 kN 和 12 458 kN,与风荷载标准值作用下水平剪力的比值分别达到了 123.8% 和 127.7%,说明现行规范采用等效静力风荷载的计算方式会低估高层隔震结构实际所受的脉动风作用,但从设计的角度来看,规范采

表 2 隔震层水平剪力对比

Table 2 Comparison of horizontal shear of seismic isolation layer

方向	$F_1/\text{kN}$	$F_2/\text{kN}$	$F_3/\text{kN}$	$F_1/F_2$
X 向	9 729	7 859	11 003	123.8%
Y 向	12 458	9 753	13 654	127.7%

用 1.4 的分项系数对风荷载标准值进行放大是较为安全的,该高层隔震结构在 50 年一遇风荷载作用下满足抗风稳定性的要求,隔震层不出现屈服。

## 5 结语

(1) 本文结合现行规范提出了高层隔震结构风致效应分析框架,并针对某百米级实际工程隔震结构展开风致效应的分析与评估。研究表明,现行抗风静力设计方法对高层隔震结构的风致效应考虑不足,其抗风稳定性和居住舒适性有待进一步检验。本文提出的分析框架能较系统和全面地反映高层隔震结构风致效应,可为现行规范提供理论参考依据。

(2) 通过风荷载时程分析发现,高层隔震结构隔震层 X、Y 向所受的水平剪力相比风荷载标准值作用分别增加了 23.8% 和 27.7%,说明现行规范采用等效静力的计算方式低估了高层隔震结构实际所受的脉动风作用。但从设计的角度出发,规范取 1.4 的分项系数能满足高层隔震结构抗风稳定性的要求,隔震层在 50 年一遇风荷载作用下不会出现屈服。

(3) 在 10 年一遇风荷载作用下,高层隔震结构顶部存在风振舒适度的问题,其中最大风振加速度达到了  $16.2 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ,超出规范限值 8%,不满足居住舒适性的要求。在 50 年一遇风荷载作用下,高层隔震结构的层间位移角一般能满足规范对于刚度控制的要求。

(4) 考虑到对沿海或内陆强风地区的高层隔震结构更高的风振性能要求,本文特别评估了高层隔震结构在 1 年一遇风荷载作用下的风振舒适度。结果表明,该高层隔震结构的顶部最大风振加速度达到了  $7.6 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ,超出规范限值 24%,更难以满足居住舒适性的要求。高层隔震结构的舒适度问题在今后的抗风设计中应予以重视。

## 参考文献:

### References:

- [1] 钱坤,徐达.浅析隔震技术在中国的应用和展望[J].四川水泥,2020(5):154.  
QIAN Kun, XU Da. Analysis on the application and

- prospect of isolation technology in China[J]. *Sichuan Cement*, 2020(5):154.
- [2] 章丛俊, 宗 兰. 高层建筑结构设计[M]. 南京: 东南大学出版社, 2014.  
ZHANG Congjun, ZONG Lan. *Structural design of high-rise buildings*[M]. Nanjing: Southeast University Press, 2014.
- [3] VULCANO A. Comparative study of the earthquake and wind dynamic responses of base-isolated buildings [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1998, 74-76:751-764.
- [4] LIANG B, XIONG S, TANG J X. Wind effects on habitability of base-isolated buildings[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2002, 90(12/13/14/15):1951-1958.
- [5] 杜永峰, 朱前坤. 高层隔震建筑风振响应研究[J]. *工程抗震与加固改造*, 2008, 30(6):64-68.  
DU Yongfeng, ZHU Qiankun. Analysis on wind-induced respond of tall-story isolation[J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 2008, 30(6):64-68.
- [6] 郑士杰, 刘文光, 何文福, 等. 高层隔震结构的风振响应分析[J]. *水电能源科学*, 2010, 28(5):74-77.  
ZHENG Shijie, LIU Wenguang, HE Wenfu, et al. Wind-induced response analysis of high-level isolated structure [J]. *Water Resources and Power*, 2010, 28(5):74-77.
- [7] 商昊江, 祁 皑, 范宏伟. 高层隔震结构风振研究[J]. *工程抗震与加固改造*, 2011, 33(2):37-42, 56.  
SHANG Haojiang, QI Ai, FAN Hongwei. Research on wind-induced vibration of high-rise isolated structure[J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 2011, 33(2):37-42, 56.
- [8] WANG Y H, YANG Z. The wind vibration analysis of high-rise isolated structures based on linear regression filter method[J]. *Journal of Physics: Conference Series*, 2021, 1802(2):022028.
- [9] 廖才振. 中烈度高风压地区高层隔震建筑结构力学分析研究[D]. 厦门: 厦门大学, 2017.  
LIAO Caizhen. Study on structure mechanics analysis of high-rise isolated buildings in moderate earthquake intensity and high wind pressure area[D]. Xiamen: Xiamen University, 2017.
- [10] SIRINGORINGO D M, FUJINO Y. Wind effects and dynamics characteristics of base-isolated building based on full-scale measurement during typhoons[J]. *Procedia Engineering*, 2017, 199:2256-2261.
- [11] SIRINGORINGO D M, FUJINO Y. Wind-induced responses and dynamics characteristics of an asymmetrical base-isolated building observed during typhoons [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2017, 167:183-197.
- [12] 朱建阳. 巨型框架三维隔震结构风振响应分析[D]. 福州: 福州大学, 2018.  
ZHU Jianyang. Wind-induced response analysis for the three-dimensional seismic-isolated mega-frame structure[D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2018.
- [13] FENG C D, CHEN X Z. Estimation of inelastic crosswind response of base-isolated tall buildings: performance of statistical linearization approaches[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2019, 145(12):04019161.
- [14] FENG C D, CHEN X Z. Evaluation and characterization of probabilistic alongwind and crosswind responses of base-isolated tall buildings[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2019, 145(12):04019097.