

钟志恒,李寿英.长沙星城光塔风荷载特性试验[J].湖南科技大学学报(自然科学版),2024,39(3):45-51. doi:10.13582/j.cnki.1672-9102.2024.03.006

ZHONG Z H, LI S Y. Experimental Study on the Wind Load Characteristics of Changsha Light Tower [J]. Journal of Hunan University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2024, 39(3):45-51. doi:10.13582/j.cnki.1672-9102.2024.03.006

长沙星城光塔风荷载特性试验

钟志恒,李寿英*

(湖南大学 风工程与桥梁工程湖南省重点实验室,土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘要:对设有多种气动措施的高层建筑进行刚性模型测压风洞试验,采用模态叠加法计算该建筑在风荷载作用下的响应,得到与主体结构设计风荷载相关的风振系数和整体体型系数,以及围护结构的设计风荷载.结果表明:该建筑的风振系数试验值比规范值大,但结构形式较为有利,整体体型系数最大值为1.04;围护结构设计风荷载的最大正值风压出现在建筑顶部透风幕墙处,而最大负峰值风压出现在凹角区域.从加速度响应来看,该建筑的振动以横风向振动为主.

关键词:高层建筑;风洞;风效应;围护结构;凹角;立面开洞

中图分类号:TD315

文献标志码:A

文章编号:1672-9102(2024)03-0045-07

Experimental Study on the Wind Load Characteristics of Changsha Light Tower

ZHONG Zhiheng, LI Shouying

(College of Civil Engineering, Hunan Provincial Key Laboratory for Wind Engineering and Bridge Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: A rigid model pressure measurement wind tunnel test is carried out on a high-rise building with multiple aerodynamic measures. The modal superposition method is used to calculate the response of the building under wind load. The dynamic response factor and the comprehensive shape coefficient, which is related to the main structure design wind load, and the design wind load of the retaining structure are derived. Results show that the dynamic response factor deduced from the test is larger than the code value, but the structure shape is advisable, with a maximum comprehensive shape coefficient is 1.04. On the ventilated curtain wall assigned at the top of the building, there is the ultimate positive peak wind pressure for the design wind load of retaining structure, while the ultimate negative peak wind pressure occurs in the corner recession area. The acceleration response turns out that the vibration of the building is dominated by cross-wind vibration.

Keywords: high-rise buildings; wind tunnel; wind effects; retaining structure; corner recession; facade opening

风的作用在高层建筑的设计中是控制性因素.为降低高层建筑在风荷载作用下的响应,国内外学者提出了大量的风振控制措施,其中气动措施研究成果尤为丰硕.通过适当改变建筑角部形状^[1-3],或是使建筑截面沿高度变化^[4-5]、在建筑的立面开洞^[6],都能明显地减小风荷载和风致响应.

收稿日期:2021-10-11

基金项目:国家重点研发计划课题资助(2017YFC0703604)

*通信作者, E-mail: shyli@hnu.edu.cn

气弹模型风洞试验是探究结构风致响应的重要手段,除可直接获得模型在风荷载作用下的响应外,还可分析结构的气动弹性效应,然而多自由度气弹模型制作困难,现有研究多为单自由度气弹模型^[7-9].王磊等^[10]对单自由度气弹模型和多自由度气弹模型的试验结果对比分析发现:单自由度气弹模型的顶部位移响应,在一定折减风速区间内明显大于多自由度气弹模型,最大差值达100%.

相比之下,刚性模型测压风洞试验是研究高层建筑风荷载及风致响应更为常用的方法.通过在刚性模型上布置测压点,在风洞试验中采集各测点的压力时程数据,再沿建筑表面积分即可获得作用于建筑结构上的风荷载,进一步分析处理还可求解结构在风荷载作用下的风致响应.谢壮宁等^[11]借助测压风洞试验研究广州西塔的风振响应和等效静力风荷载,并进行参数分析;陈嘉璐等^[12]通过测压试验分析新建高层建筑对已建成建筑的干扰效应;王昕等^[13]利用获得的测压数据对一双塔楼顺风向和横风向的气动力谱进行分析.可见,刚性模型测压风洞试验可满足研究高层建筑工程设计的基本需求,对于结构形式特殊的建筑,利用风洞试验研究其风效应尤为必要.

高层建筑的形状各异、个性化强,对于超出《建筑结构荷载规范》(GB 5009—2012)^[14](后文简称“规范”)规定的常规高层建筑,规范建议由风洞试验来确定设计风荷载.长沙星城光塔项目建筑角部气动外形与常规的凹角、削角有差异,建筑立面在方形建筑的基础上外凸渐变,顶部塔冠构造新颖.本文采用刚性模型测压风洞试验方法,研究长沙星城光塔的风荷载特性,包括整体体型系数、整体结构与围护结构设计的风荷载、舒适度评价,并与规范值进行比较,为该建筑的抗风设计提供参考.

1 试验概况及计算理论

1.1 长沙星城光塔简介

长沙星城光塔高度为380 m,地上共84层,353.5 m以上为钢结构塔冠,其平面和立面示意图如图1所示.平面为类方形截面,4条边为圆弧,且在角部进行三折线凹角处理;平面形状沿高度渐变,四边圆弧由底部外凸渐变为顶部内凹,角部凹角率从3%到8%变化;建筑顶部钢结构部分沿X轴方向开洞,Y轴方向设有透风幕墙.

由以上描述可见:长沙星城光塔的结构形式新颖,角部三折线凹角并沿高度渐变,塔冠立面开洞和透风,截面沿高度渐变等,已超出规范的适用范围.因此,为对该建筑的等效静力风荷载和围护结构设计风荷载进行较为准确地评估,利用刚性模型测压试验来获得该建筑抗风设计的相关参数,并据此对该工程抗风设计提供建议.

1.2 风洞试验概况

1.2.1 模型设计

为保证试验时阻塞率小于5%,试验模型的几何缩尺比取为1:400,主建筑模型高度约0.95 m,最大宽度约0.15 m.同时考虑了以星城光塔为中心、直径800 m范围内的周边建筑的影响,试验段尺寸为4 m×3 m×21 m(宽×高×长),阻塞率小于3%.

主建筑模型采用3D打印制作而成,具有较大刚性,可保证试验时不发生振动.在主体结构模型上共布置538个测点,包括47对双面测点,测点立面布置和典型截面的测点布置如图2所示.其中,立面高度285.15 m以下的各层测点,平面布置与11.7 m层的测点一致,每层布有32个测点;311.40和336.90 m两层测点布置相同,每层布置24个测点;360.80 m(洞口层)及顶部塔冠布置双面测点,另在部分细部构造处布置了若干测点.

1.2.2 试验方案

根据周边建筑(现状及未来)及地貌情况,地貌类别为C类,采用尖劈加粗糙元的被动方法模拟平均

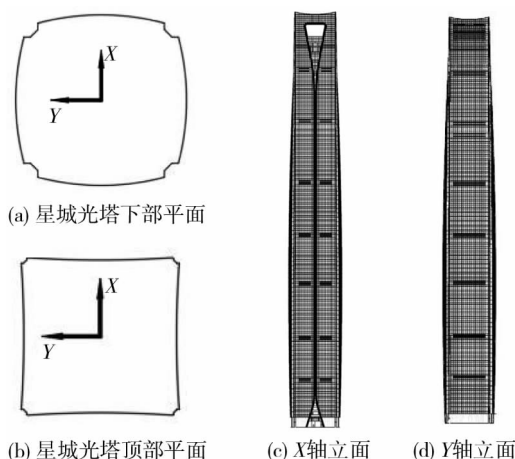


图1 长沙星城光塔平面及立面

和脉动风速剖面、纵向脉动风功率谱等。图3为风场参数模拟结果,图4为模型安装在试验段的照片。

试验中定义风向沿Y轴方向由北向南吹为0°风向角,按顺时针方向增加,风向角间隔为10°,共进行了36个风向角的测试,试验风向角示意图见图5。风速由皮托管测量,皮托管设置在建筑左前方1.03 m高度处,试验风速12 m/s。采用美国PSI扫描阀公司的DTC Initium电子式压力扫描阀系统测量风压,采样频率为330 Hz,采样点数6 600个,采样时间20 s。

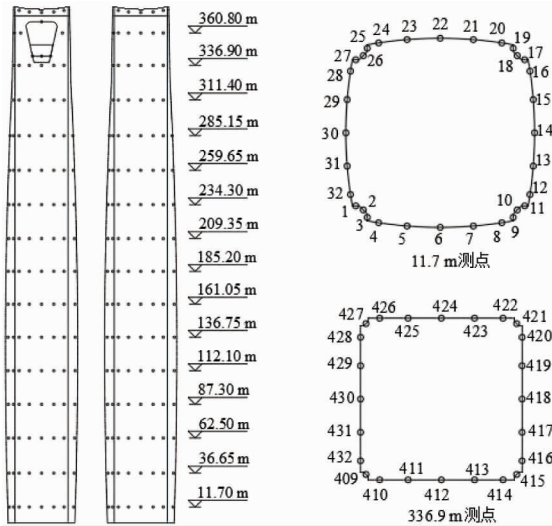


图2 测点布置

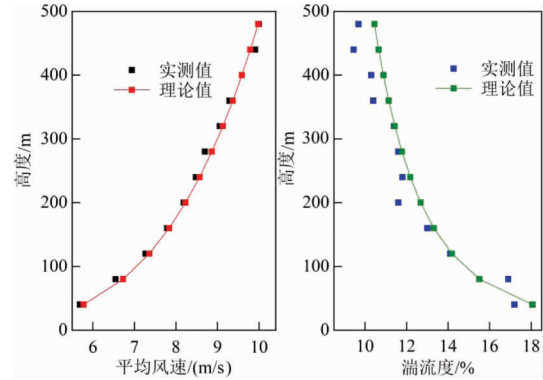


图3 平均风速剖面 and 湍流度剖面



图4 模型安装

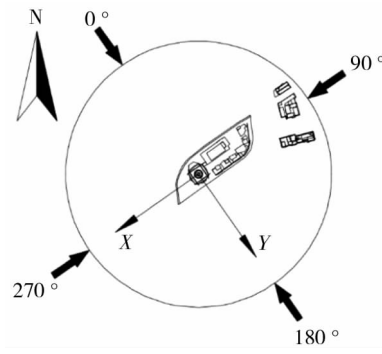


图5 风向角

1.3 计算理论

本文采用模态叠加法计算结构的风致响应,结构的振动微分方程可由式(1)表示。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(z,t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(z,t) + \mathbf{K}\mathbf{X}(z,t) = \mathbf{F}(t). \quad (1)$$

式中: $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$, $\mathbf{K}$ 分别为结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\mathbf{X}(z,t)$ 为位移向量; $\mathbf{F}(t)$ 为风荷载向量。

利用模态坐标变换: $\mathbf{X}(z,t) = \sum_{i=1}^n x_i(t) \mathbf{q}_i(z)$, 可将振动微分方程解耦为 n 个单自由度振动方程,如式(2)所示。

$$\ddot{x}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{x}_i + \omega_i^2 x_i = \frac{F_i^*(t)}{M_i^*}. \quad (2)$$

式中: x_i , ξ_i , ω_i , $F_i^*(t)$, M_i^* 分别为结构的第 i 阶模态广义位移、阻尼比、圆频率、广义力、广义质量; n 为计算时考虑的振动模态阶数。沿建筑2个体轴方向分别对式(2)进行求解,即可获得建筑2个体轴方向的广义模态位移及广义模态加速度,再由模态坐标变换得到建筑的位移响应和加速度响应。更为具体的计算过程可参考文献[15]。

等效静力风荷载 $F_e(z)$ 按惯性风荷载法进行计算,如式(3)所示。

$$F_e(z) = \bar{F}(z) \pm gM(z)\sigma_{\ddot{x}}(z). \quad (3)$$

式中: $\bar{F}(z)$ 为建筑 z 高度处的平均风荷载,由风压数据沿建筑表面积分可得到; g 为峰值因子; $M(z)$ 为建筑沿高度方向的质量分布; $\sigma_{\ddot{x}}(z)$ 为建筑 z 高度处的加速度根方差值;“ $\pm$ ”表示其左边项和右边项的符号一致,右边项即为惯性风荷载,也即脉动风力。

长沙星城光塔 X 轴和 Y 轴方向的一阶振动周期分别为 8.234 s 和 8.064 s.结构设计重现期为 50 a,基本风压 0.35 kN/m^2 .进行荷载等效的整体结构动力分析时,仅考虑一阶弯曲模态的贡献,结构阻尼比取为 4%,峰值因子取为 2.5;计算围护结构风荷载时,峰值因子取 3.5;进行建筑顶部加速度的舒适度限值验算时,重现期为 10 a,基本风压为 0.25 kN/m^2 ,结构阻尼比为 2%,峰值因子为 2.5。

2 整体体型系数

结构的整体体型系数定义为试验所得平均基底剪力 $\bar{F}_l$ 与 $\bar{F}_q$ 的比值,如式(4)及式(5)所示。

$$\mu = \bar{F}_l / \bar{F}_q; \quad (4)$$

$$\bar{F}_q = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} \rho U_i^2 B_i H_i. \quad (5)$$

式中: n 为建筑层数; U_i, B_i, H_i 分别为各楼层处的平均风速、迎风面宽度、楼层高度。

图 6 为星城光塔体轴方向的整体体型系数随风向角的变化。从图 6 中可以看出: X 轴方向体型系数最大绝对值为 1.04,出现在 300° 风向角;当气流方向平行 X 轴时,即 90° 和 270° 风向角下,体型系数分别为 0.51 和 -0.58,2 个风向角的差异是由于周边建筑造成的。 90° 风向角时主建筑前方有建筑遮挡,因此其体型系数略小于 270° 风向角,比规范给出的方形建筑体型系数 1.4 小 63.5%。

Y 轴方向体型系数最大绝对值亦为 1.04,出现在 210° 风向角;当风向角为 0° 和 180° 时,体型系数分别为 0.72 和 -0.73,差异较小,比方形建筑体型系数 1.4 小 48.5%。由此看来,结构的体型较为有利,开洞与透风幕墙均可减小沿来流方向的阻力;2 个体轴方向体型系数最大绝对值,均出现在偏离建筑体轴 30° 风向角时,比方形建筑的体型系数小 25.7%。

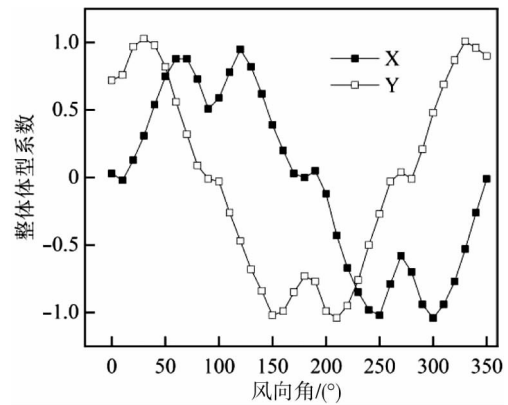


图 6 整体体型系数

3 主体结构设计风荷载

为便于设计使用,规范将作用在主要受力结构上的风荷载,表示为风振系数 β_z 与平均风压乘积的形式,风振系数用以考虑脉动风荷载的效应,对高层建筑仅计入一阶振型的作用,在规范中通过式(6)计算。

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{(1 + R^2)}. \quad (6)$$

式中: g 为峰值因子,此处取 2.5; I_{10} 为 10 m 高度处的名义湍流强度, C 类地貌取 0.23; R, B_z 为脉动风荷载的共振分量因子和背景分量因子。此外,风振系数也可由式(7)表示。

$$\beta_z = 1 + \frac{\bar{F}(z)}{\bar{F}(z)}. \quad (7)$$

式中: $\bar{F}(z), \bar{F}(z)$ 分别为高度 z 楼层处的平均风力和脉动风力,可通过测压试验数据处理获得。

在使用规范给出的方法计算风振系数时,若建筑截面宽度沿高度变化,背景分量因子 B_z 需乘以修正系数 θ_B 和 θ_v . θ_B 表示建筑 z 高度处迎风面宽度 $B(z)$ 与底部宽度 $B(0)$ 的比值,当 $B(z)/B(0) < 1$ 时,修正系数 θ_v 的值可查规范表格或插值获得;但当比值大于 1 时,规范未明确具体的计算方法。本文计算时采用 2 种方式:(1)当 $B(z)/B(0) > 1$, θ_v 按规范表格向外插值获得,结果记为规范一;(2)当 $B(z)/B(0) > 1$, θ_v 取为 1,结果记为规范二。为与规范结果进行对比分析,在利用测压数据计算结构等效静力风荷载时,仅考虑一阶振型的作用。

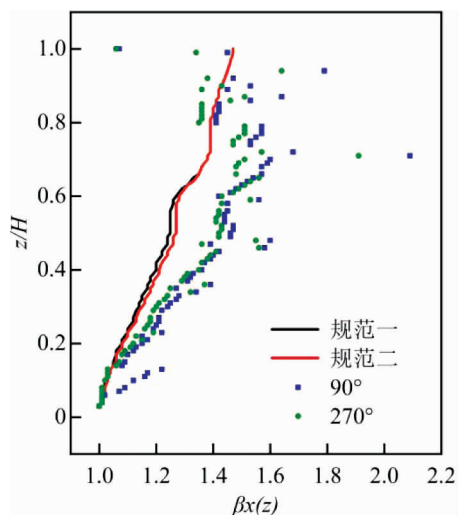


图7 X轴方向风振系数

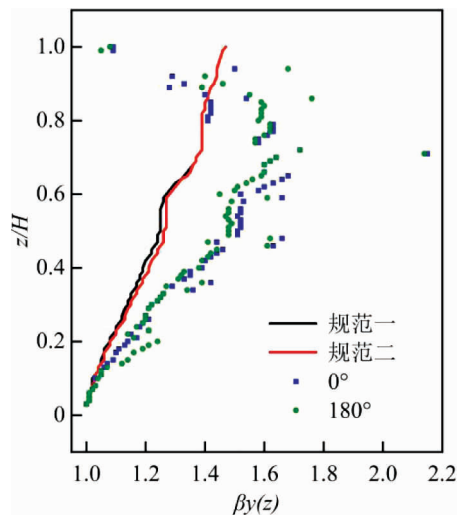


图8 Y轴方向风振系数

图7给出了星城光塔X轴方向的顺风向风振系数的规范结果及试验结果,图8为Y方向的结果,图中横坐标为风振系数,纵坐标为各楼层所在高度 z 与建筑总高度 H 的比值.其中, 90° 风向角与 270° 风向角下,来流与X轴平行; 0° 与 180° 风向角与Y轴平行.从图7和图8中均可看出:当建筑截面宽度沿高度增大时,2种方式计算所得修正系数对风振系数影响较小.一般高层建筑宽度设计成沿高度减小或不变,该建筑宽度沿高度增大程度较小,后文涉及到修正系数 θ_i 的计算时取为1.

对于2个体轴的顺风向风振系数而言,试验值普遍大于规范计算值.风振系数试验结果的最大值出现在 $0.71H$ (H 为建筑高度)高度处,该楼层质量约为其相邻下部楼层的1.9倍,X轴方向风振系数最大值为2.09,比规范值1.38大52%;Y轴方向最大值为2.15,比规范值大55%.从式(3)来看,建筑各层的脉动风力与各层的质量和加速度均方根有关,当仅考虑一阶弯曲振动模态时,建筑顶部的加速度均方根将大于建筑下部各楼层,然而星城光塔顶部采用钢结构材料,其质量较轻,因此脉动风力值较小,风振系数也低于其他楼层.但总体来看,若以规范方法计算该建筑的风振系数,其结果偏小.

4 围护结构风荷载

由于围护结构刚度较大,风荷载卓越频率低,其风荷载只与来流风速特征及结构外形有关.规范以式(8)来计算围护结构风荷载.

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0. \quad (8)$$

式中: β_{gz} 为阵风系数,用以考虑脉动风的瞬间增大效应; μ_{s1} 为局部体型系数,由建筑局部外形特征决定; μ_z 为风压高度变化系数,与地面粗糙度相关; w_0 为基本风压.

在工程设计中,目前普遍采用最不利极值风压作为围护结构的设计风荷载.各测点的极值风压采用2种方法进行计算:(1)规范方法.求得各测点在所有风向角下测点体型系数的最大值和最小值,按规范给定公式计算;(2)统计方法.按峰值因子法求得各测点在各风向角下的极值风压系数,如式(9)~式(10)所示,再乘以参考风压得到.

$$C_{pi, \max} = \max_{\theta} \{ \bar{C}_{pi}(\theta) + g \sigma_{cpi}(\theta) \}; \quad (9)$$

$$C_{pi, \min} = \min_{\theta} \{ \bar{C}_{pi}(\theta) - g \sigma_{cpi}(\theta) \}. \quad (10)$$

式中: $\bar{C}_{pi}(\theta)$, $\sigma_{cpi}(\theta)$ 为各风向角下风压系数平均值和根方差值; g 为峰值因子,此处取3.5.

表1给出2种方法计算所得的前10个绝对值最大的极值风压,以及相应的测点号.从表1可知:星城光塔围护结构正极值风压均出现在双面测点处,且只有一个测点(574)位于塔冠,其他测点均位于透风幕墙处,这与透风幕墙内侧较大的负压有关;从数值来看,按规范方法计算所得结果与统计结果相差不大.负极值风压多出现在 $0.75H$ 一层测点的凹角区域,尤其是凹角处的中间测点,其绝对值最大;此外,统计值的

最大绝对值比规范值大 7% 左右.在进行围护结构设计时,需注意透风幕墙和凹角区域的风荷载设计,提高其安全性.

表 1 50 年重现期设计风压下前 10 个极值风压

序号	正极值风压/kPa				负极值风压/kPa			
	规范值	测点号	统计值	测点号	规范值	测点号	统计值	测点号
1	2.88	556	2.86	556	-2.90	354	-3.11	370
2	2.78	557	2.77	557	-2.79	370	-3.10	354
3	2.74	548	2.73	547	-2.79	378	-3.09	353
4	2.68	547	2.69	548	-2.78	2	-3.08	363
5	2.64	546	2.60	546	-2.77	362	-3.08	369
6	2.49	554	2.54	555	-2.76	371	-3.06	371
7	2.49	555	2.51	554	-2.75	363	-3.05	378
8	2.48	574	2.42	558	-2.73	353	-3.04	362
9	2.45	545	2.41	545	-2.72	385	-3.03	379
10	2.45	558	2.38	574	-2.72	355	-3.03	377

注:大于 538 的测点均为净压测点

5 舒适度验算

图 9 为 10 a 重现期风荷载作用下,星城光塔 2 个体轴方向的顶部加速度沿风向角的变化图.X 轴方向顶部加速度极大值出现在 0°和 180°风向角,此时来流与建筑 X 轴方向垂直,加速度最大值为 0.078 m/s²;Y 轴方向极值出现在 90°和 270°风向角下,最大值为 0.064 m/s².其他风向角下,沿体轴方向的顶部加速度多在 0.015~0.030 m/s²,由此可见,建筑横风向的振动强于顺风向的振动.

规范附录提供了计算建筑顺风向和横风向加速度的方法,本文计算时将建筑视为高 380 m、宽 53 m、带凹角的棱柱,体型系数以 1.4 计.凹角率的取值将会影响结构的横风向振动,横风向风振加速度规范值受凹角率的影响如图 10 所示.由图 10 可知:当凹角率取为 5%时,横风向加速度最大,X 轴方向由于其一阶振动周期大于 Y 轴方向,故而风振加速度也更大一些.

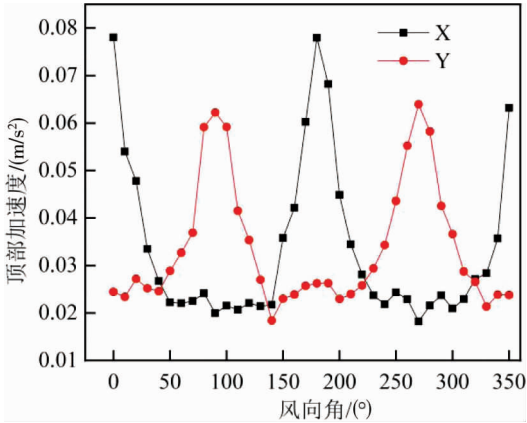


图 9 顶部加速度

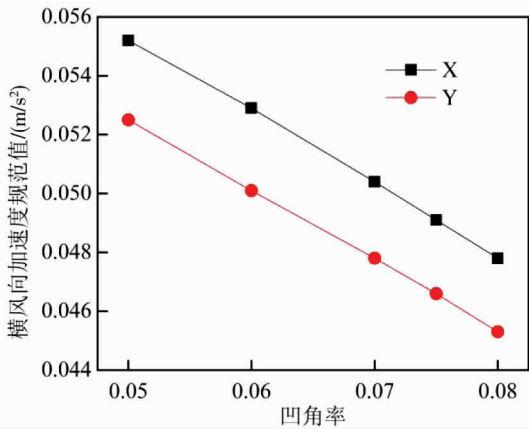


图 10 横风向加速度规范值

表 2 给出了星城光塔顺风向和横风向风振加速度的具体数值,规范值为凹角率取 5%时的计算结果.顶部顺风向风振加速度,试验值略大于规范值,差值较小;而横风向风振加速度则相差较大,X 轴方向的试验值比规范值大 41%左右.值得注意的是,按规范计算时,未能考虑建筑立面开洞的影响.因此,试验所得加速度之所以大于规范值,可能与建筑顶部开洞有关,开洞是否会引起顶部加速度的增大,这一点仍有待考究.然由此可见,规范附录给出的加速度计算方法对复杂体型高层建筑适用性较低,还需以风洞试验结果为参考.对于该建筑而言,规范结果和试验结果均未超出办公、旅馆的顶点加速度限值 0.25 m/s².

表2 加速度的试验值与规范值

方向	加速度/(m/s^2)		
	规范值	试验值	
顺风向为 X 轴方向	0.018	0.020(90°)	0.018(270°)
横风向为 Y 轴方向	0.053	0.062(90°)	0.064(270°)
顺风向为 Y 轴方向	0.018	0.024(0°)	0.026(180°)
横风向为 X 轴方向	0.055	0.078(0°)	0.078(180°)

6 结论

1)按规范计算该建筑的风振系数时,存在修正系数 θ_v 如何取值的问题,若建筑宽度沿高度增大程度较小, θ_v 可取为1.建筑沿高度的顺风向风振系数的试验值要普遍大于规范值,最大比规范值大55%.

2)该建筑结构形式较为有利,各风向角下整体体型系数最大绝对值为1.04,比方形建筑体型系数1.4小25.7%;当来流平行建筑 X 轴方向和 Y 轴方向时,整体体型系数最小值分别为0.51和0.72.

3)该建筑围护结构的设计风荷载最不利正风压出现在顶部透风幕墙处;最不利负风压出现在凹角区域,且规范值偏于保守,设计时应注意这2处风荷载的取值.

4)从加速度响应来看,振动以横风向风振为主,且 X 轴方向振动强度大于 Y 轴方向.对于该建筑而言,规范方法将低估建筑的风振加速度,但规范结果和试验结果均未超出办公、旅馆的顶点加速度限值 0.25 m/s^2 .

从以上结果来看,对于风振系数较大的部分楼层,其等效静力风荷载将会超过规范取值.风振系数试验结果的最大值出现在 $0.71H$ 高度处,该楼层质量约为其相邻下部楼层的1.9倍,《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[16]规定楼层质量不宜大于相邻下部楼层质量的1.5倍,设计时宜对该层质量进行调整.

参考文献:

- [1] LI Y, TIAN X, TEE K F, et al. Aerodynamic treatments for reduction of wind loads on high-rise buildings[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2018, 172: 107–115.
- [2] 张正维, 全涌, 顾明, 等. 凹角对方形截面高层建筑基底气动力系数的影响研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(7): 58–65.
- [3] 张正维, 全涌, 顾明, 等. 斜切角与圆角对方形截面高层建筑气动力系数的影响研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(9): 12–20.
- [4] DENG T, FU J Y, XIE Z N, et al. An experimental study on the wind pressure distribution of tapered super high-rise buildings [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2018, 27(13): 1–11.
- [5] KIM Y, JUNK D. Characteristics of aerodynamic forces and pressures on square plan buildings with height variations [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2010, 98(8/9): 449–465.
- [6] 李永贵, 李秋胜, 戴益民. 开洞高层建筑风荷载的试验研究[J]. 振动与冲击, 2015, 34(11): 63–67.
- [7] 李寿英, 肖春云, 范永钢, 等. 方形截面超高层建筑全风向气动阻尼的试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2015, 42(7): 9–15.
- [8] 李寿英, 黄彬洋, 黄帅, 等. 长宽比2:1矩形截面高层建筑全风向气动阻尼试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(2): 151–157.
- [9] GU M, CAO H L, QUAN Y. Experimental study of across-wind aerodynamic damping of super high-rise buildings with aerodynamically modified square cross-sections[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2014, 23(16): 1225–1245.
- [10] 王磊, 梁枢果, 邹良浩, 等. 超高层建筑多自由度气弹模型的优势及制作方法[J]. 振动与冲击, 2014, 33(17): 24–29.
- [11] 谢壮宁, 方小丹, 倪振华, 等. 广州西塔风效应研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 107–114.
- [12] 陈嘉路, 全涌, 顾明. 拟建高大建筑对邻近建筑整体风荷载的影响[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2019, 47(7): 897–905.
- [13] 王昕, 楼文娟, 方巽科, 等. 菱形双塔楼高层建筑气动力谱研究[J]. 建筑结构, 2019, 49(5): 136–140.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑结构荷载规范: GB 50009—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [15] 李寿英, 陈政清. 超高层建筑风致响应及等效静力风荷载研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(3): 32–37.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.