第 44 卷 第 4 期
2023 年 4 月

仪 器 仪 表 学 报
Chinese Journal of Scientific Instrument

Vol. 44 No. 4
Apr. 2023

DOI：10. 19650/j. cnki. cjsi. J2210159

高耸类结构抗侧刚度突变位置统计矩比值检测方法研究*

阳 洋[1,2]，凌 园[1,2,3]，高志豪[1,2]，沈琪雯[4]

（1. 重庆大学土木工程学院 重庆 400044；2. 重庆大学溧阳智慧城市研究院 江苏 213332；
3. 中电建路桥集团有限公司 北京 100160；4. 中冶赛迪工程技术股份有限公司 重庆 400013）

摘 要：提出一种时域内的高耸类结构抗侧刚度突变位置快速检测方法。首先在高耸类结构同一竖直线上等高度间距布设测点，获取结构各高度测点在水平方向的同步动力响应；其次计算出响应信号二阶统计矩，并将相邻测点响应二阶统计矩作比，绘出该比值随测点高度变化的关系曲线；最后根据曲线突变位置判断结构抗侧刚度突变节段所在位置。本文基于单自由度结构统计矩理论，推导了多自由度结构体系响应统计矩与结构节段抗侧刚度的映射关系，首次结合矩阵摄动法论证了利用结构响应二阶统计矩比值曲线判段结构抗侧刚度突变节段位置的可行性，考虑实际工程应用中存在的诸多影响因素，利用数值模拟论证分析不同高耸结构在不同激励形式及 30、40 dB 噪音影响下所提方法的适用性，最后结合现场风电塔筒的实测响应数据进行分析研究。研究结果表明利用结构位移响应二阶统计矩作为检测指标，通过高耸结构相邻测点响应统计矩比值曲线，能够初步判断高耸类结构抗侧刚度突变位置，无需进行高耸结构抗侧刚度突变前后数据指标对比，有助于在实际高耸类结构检测工程中得到应用。

关键词：统计矩比值；高耸结构；抗侧刚度突变

中图分类号：TH703 **文献标识码**：A **国家标准学科分类代码**：560. 35

Research on detection of lateral stiffness abrupt change position of towering structure based on statistical moment ratio

Yang Yang[1,2]，Ling Yuan[1,2,3]，Gao Zhihao[1,2]，Shen Qiwen[5]

（*1. School of Civil Engineering，Chongqing University，Chongqing 400044，China；2. Institute for Smart City of Chongqing University in Liyang，Jiangsu 213332，China；3. Powerchina Roadbridge Group Co.，Ltd.，Beijing 100160，China；4. MCC CCID Engineering Technology Co.，Ltd.，Chongqing 400013，China*）

Abstract：A rapid detection of the position of the lateral stiffness change of towering structures in the time domain is proposed. Firstly，measurement points are arranged at equal height intervals on the same vertical line of the towering structure，and the synchronous dynamic response of each point in the horizontal direction is obtained. Then，the second-order statistical moment of the response signal is calculated，and the second-order statistical moment of the response of the adjacent measuring points is compared to draw the relationship curve of the ratio value with the height of the measurement point. Finally，according to the sudden change position of the curve，the position of the structural stiffness sudden change segment is detected. Based on the statistical moment theory of single-degree-of-freedom structures，the relationship between the statistical moment multi-degree-of-freedom structural systems and the lateral stiffness of structural segments is deduced. Combined with the matrix perturbation method，the feasibility of using the second-order statistical moment ratio curve of the structural response to detect the position of the structural segment sudden change of lateral stiffness is firstly proposed，and the applicability of the proposed method to analyze different towering structures under the influence of 30 and 40 dB noise and different excitation forms is demonstrated by using numerical model simulation. Finally，the measured response data of wind turbine towers in the field are analyzed and studied. The research shows that when the second-order moment of displacement is taken as the detection index，the position with abrupt stiffness change in the towering structure can be preliminary identified by the corresponding statistical moment

收稿日期：2022-07-19 Received Date：2022-07-19

*基金项目：国家自然科学基金创新群体项目（52221002）、中央高校基本科研基金（2022CDJQY-009）、重庆市研究生科研创新项目（CYS22053，CYS22049）、重庆高新区科技创新局揭榜挂帅项目、国家能源投资集团有限责任公司科研项目资助

ratio curve of the adjacent measuring points. There is no need to compare data indicators before and after sudden changes in lateral stiffness of towering structures, which helps to be applied in actual inspection projects of towering structures.

Keywords: statistical moment ratio; towering structures; lateral stiffness abrupt change

0 引 言

高耸类结构,多指高度较大、横断面相对较小的人造结构,如风电塔筒、铁塔等,是土木工程结构中极具典型且普遍的结构形式。我国高耸类结构众多,对高耸结构进行检测,查找高耸结构的侧向刚度突变区域,及时发现和评估结构内部损伤的位置和程度,预测结构的性能变化,具有极其重大的意义。

基于动力测试数据的结构检测方法目前按照是否需要建立原始有限元模型可分为有模型检测和无模型检测。有模型检测方法主要有残余力向量法[1-3]、特征值灵敏度法[4-5]、应变能量法[6-9]等,此类方法基于结构基准有限元模型能较准确识别出结构局部抗侧刚度变化位置及变化程度,但有模型检测方法存在着繁琐的建模操作,同时模型误差等问题无法规避且在识别刚度突变位置过程中大都伴随突变程度的识别,相对耗时周期较长;无模型的检测方法主要有频率改变法[10-15]、振型改变法[16-18]、柔度矩阵改变法[19-21]、统计矩改变法[22]等,无模型的检测方法无需建立原始有限元模型,避免了模型误差对结构检测的影响,该类方法多用以判断结构刚度突变位置,判断刚度突变程度能力较弱,能较快速的诊断出结构有无局部抗侧刚度突变,有利于在实际工程中的应用及推广,但无模型检测方法在复杂实际环境的应用中,仍存在极大提升空间。为提升高耸类结构抗侧刚度突变位置快速检测的能力,须进一步对无模型检测方法进行探索。

对应于高耸类结构检测,上述传统无模型检测方法均须提取高耸结构动力响应基准数据作为参照,即通过频率改变、振型改变以及柔度矩阵改变等为基础的无模型检测方法,需与结构初始基准条件下的频率、振型以及柔度矩阵等基准指标相比较,存在需要基准模型数据指标的短板,也存在部分难以识别甚至误判等情况,在实际环境噪音影响下,应用较为困难[23-24]。针对上述问题,本文提出了一种高耸类结构抗侧刚度突变位置检测方法,无须测量结构在初始基准状态下的动力响应数据,在仅检测结构抗侧刚度突变位置当前状态下,只需利用结构各高度段抗侧刚度相对变化的思想,直接提取结构等高度间距测点相对位移响应二阶统计矩作比,利用测点响应统计矩与其对应结构段抗侧刚度映射关系,结合结构初步几何特性即可快速识别结构的抗侧刚度突变位置,进而判定结构运行状态。适用于高耸类结构发生局部抗侧刚度损失后的现场快速检测。

本文首先基于结构响应统计矩理论分析,推导了新方法的计算原理,并阐述了方法实施步骤,即通过单次采样的位移响应数据结果计算结构响应统计矩作比,绘制比值随结构高度的变换关系曲线,根据曲线突变位置判断结构抗侧刚度突变位置;然后利用高耸类结构动力学理论数值模型,对不同环境噪音、外部激励形式、结构形式影响因素下的方法适用性进行论证研究;最后通过典型高耸结构,风电塔筒实测响应数据对所提方法的实际应用进行初步分析,以期能够达到更加简单和准确地检测高耸类结构节段抗侧刚度突变位置的目的,并为动力测试技术在实际检测工程中的应用提供理论基础。

1 理论分析

1.1 单自由度统计矩理论推导

单自由度线弹性结构,其运动方程可表示为:

$$m\ddot{x}(t)+c\dot{x}(t)+kx(t)=-m\ddot{x}_g(t) \tag{1}$$

式中:m、c、k 分别表示结构质量、阻尼、刚度。$x(t)$、$\dot{x}(t)$、$\ddot{x}(t)$ 分别表示结构的位移、速度和加速度响应,$\ddot{x}_g(t)$ 表示基底激励,式(1)可进一步化简为:

$$\ddot{x}(t)+2\omega_0\xi\dot{x}(t)+x(t)=-\ddot{x}_g(t) \tag{2}$$

式中:ξ 为结构的阻尼比,ω_0 为结构的圆频率。对于线弹性结构,其结构响应的方差 σ^2 求解表达式如下:

$$\sigma^2=\int_{-\infty}^{+\infty}|H(\omega)|^2S_f(\omega)\mathrm{d}\omega \tag{3}$$

式中:$S_f(\omega)$ 为激励的功率谱密度函数,当激励为理想白噪声,$S_f(\omega)$ 在频域范围内可看作常数 S_0;$H(\omega)$ 为结构的频响函数,其中位移频响函数表达式如下:

$$H(\omega)=\frac{1}{m\sqrt{(\omega_0^2-\omega^2)^2-(2\xi\omega_0\omega)^2}} \tag{4}$$

根据上述公式可以推导出位移响应的方差即位移响应的二阶统计矩表达式为[25-28]:

$$M^2=\sigma^2=\int_{-\infty}^{+\infty}|H(\omega)|^2S_f(\omega)\mathrm{d}\omega=\frac{\pi S_0}{2\xi\sqrt{mk^3}} \tag{5}$$

从式(5)中可以看出,结构刚度变化必然导致结构响应统计矩发生改变,即可以考虑利用统计矩作为结构抗侧刚度突变判别指标。

1.2 分布参数体系统计矩理论推导

对于诸如风电塔筒等高耸结构,可视作悬臂梁分布参数体系,如图 1 所示,在外力作用下的运动微分方程可

表示为:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left[EI(x)\left(\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2}+a_1\frac{\partial^3 v(x,t)}{\partial x^2\partial t}\right)\right]+ m(x)\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2}+c(x)\frac{\partial v(x,t)}{\partial t}=P(x,t) \tag{6}$$

式中:其中 x 表示结构高度;$EI(x)$、$m(x)$、$c(x)$ 分别表示结构抗弯刚度、质量、阻尼;a_1 为瑞利阻尼刚度比例因子;$v(x,t)$ 为结构的位移时程响应;$P(x,t)$ 为外部荷载。

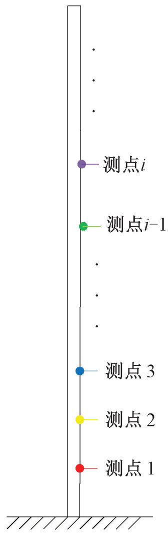


图 1　高耸结构简化模型

Fig. 1　Simplified model of high-rise structure

瑞利阻尼假设条件下,式(6)利用正规坐标变换并解耦可得结构振型反应的运动方程:

$$\ddot{Y}_n(t)+2\xi_n\omega_n\dot{Y}_n(t)+\omega_n^2 Y_n(t)=\frac{P_n(t)}{M_n},\quad n=1,2,3,\cdots,\infty \tag{7}$$

$$M_n=\int_0^L \phi_n(x)^2 m(x)\mathrm{d}x,P_n(t)=\int_0^L \phi_n(x)P(x,t)\mathrm{d}x \tag{8}$$

式中:$Y_n(t)$ 为第 n 阶振型对应的广义坐标;M_n、ξ_n、ω_n、ϕ_n 分别为结构的第 n 阶广义质量、阻尼比、圆频率以及标准振型;$P_n(t)$ 为第 n 阶模态对应的广义力。通过求解第 n 个非耦合振型方程可得到:

$$Y_n(t)=\int_0^t P_n(t)h(t-\tau)\mathrm{d}\tau \tag{9}$$

对于低临界阻尼结构体系,式(9)中:

$$h(t)=\frac{1}{M_n\omega_{Dn}}\exp[-\xi_n\omega_n(t-\tau)]\sin\omega_{Dn}t;\quad \omega_{Dn}=\omega_n(1-\xi_n^2)^{1/2} \tag{10}$$

在如图 1 所示高耸结构同一竖直线上等高度间距均匀布设测点,则第 i 测点相对于 $i-1$ 测点位移响应 $Z_i(t)$(以下简称第 i 测点相对位移响应)可进一步表示为:

$$Z_i(t)=\sum_{n=1}^{\infty}(\phi_n^i-\phi_n^{i-1})Y_n(t)=\sum_{n=1}^{\infty}B_nY_n(t) \tag{11}$$

其中,ϕ_n^i 表示结构第 n 阶振型在第 i 测点位置对应数值,对于线弹性结构,在平稳激励条件下,其响应自相关函数可表示为:

$$R_{zi}(\tau)=E[Z_i(t)Z_i(t+\tau)]= E\left[\sum_{m=1}^{N}\sum_{n=1}^{N}B_mB_nY_m(t)Y_n(t+\tau)\right] \tag{12}$$

将式(9)带入式(12)进行求解并进行变量代换,可求得第 i 测点相对位移响应自相关函数为:

$$R_{zi}(\tau)=\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}\int_0^{\infty}\int_0^{\infty}B_mB_nR_{p_mp_n}(\tau-u_2+u_1)\times h_m(u_1)h_n(u_2)\mathrm{d}u_1\mathrm{d}u_2 \tag{13}$$

式中:$R_{p_mp_n}(\tau)$ 为外部激励 $P_m(t)$ 和 $P_n(t+\tau)$ 的协方差函数。对第 i 测点相对位移响应自相关函数进行傅里叶变换可求得其功率谱密度函数,即:

$$S_{zi}(\omega)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty}R_{zi}(\tau)\exp(-i\omega\tau)\mathrm{d}\tau \tag{14}$$

式(13)带入式(14),求解出第 i 测点相对位移响应功率谱密度函数为:

$$S_{zi}(\omega)=\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}B_mB_nH_m(-i\omega)H_n(i\omega)S_{p_mp_n}(\omega) \tag{15}$$

式中:$S_{p_mp_n}(\omega)$ 表示 $P_m(t)$ 和 $P_n(t)$ 的互功率谱密度函数,且有:

$$H_m(-i\omega)=\frac{1}{K_m[1-2i\xi_m(\omega/\omega_m)-(\omega/\omega_m)^2]} \tag{16}$$

$$H_n(i\omega)=\frac{1}{K_n[1+2i\xi_n(\omega/\omega_n)-(\omega/\omega_n)^2]} \tag{17}$$

其中,$K_m=\int_0^L \phi''_m(x)^2EI(x)\mathrm{d}x$,$K_n=\int_0^L \phi''_n(x)^2EI(x)\mathrm{d}x$ 分别为结构第 m、n 阶广义刚度,对于小阻尼体系,式(15)中交叉项对于结构响应贡献极小,故式(15)可简化为:

$$S_{zi}(\omega)=\sum_{n=1}^{\infty}B_n^2|H_n(i\omega)|^2S_{p_np_n}(\omega) \tag{18}$$

当外荷载为式(1)所示服从均值 0 的高斯分布水平加速度激励 $\ddot{x}_g(t)$,外荷载 $P_n(t)$ 可表示为:

$$P_n(t)=\int_0^L \phi_n(x)P(x,t)\mathrm{d}x=-\ddot{x}_g(t)\int_0^L m(x)\phi_n(x)\times\psi_1(x)\mathrm{d}x \tag{19}$$

其中,$\psi_1(x)$ 为支座发生单位水平位移时所对应的静力影响函数,则外荷载 $P_n(t)$ 的功率谱密度函数 $S_{p_np_n}(\omega)$ 可表示为:

$$S_{p_np_n}(\omega)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty}R_{p_np_n}(\tau)\exp(-i\omega\tau)\mathrm{d}\tau=$$

$$\frac{1}{2\pi}\left[\int_0^L m(x)\phi_n(x)\psi_1(x)\mathrm{d}x\right]^2\int_{-\infty}^{+\infty}R_{\ddot{x}_g}(\tau)\exp(-i\omega\tau)\mathrm{d}\tau=\left[\int_0^L m(x)\phi_n(x)\psi_1(x)\mathrm{d}x\right]^2 S_0 \tag{20}$$

将式(17)、(20)代入式(18)可求解第 i 测点相对位移响应功率谱密度函数,由功率谱密度函数和方差的关系,可得到第 i 测点相对位移二阶中心矩(以下简称位移二阶矩)为:

$$M_{zi}^2=\sigma_{zi}^2=\int_{-\infty}^{+\infty}S_{zi}(\omega)\mathrm{d}\omega=\frac{\pi}{2}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\left[\int_0^L m(x)\phi_n(x)\psi_1(x)\mathrm{d}x\right]^2 S_0}{M_n^2\omega_n^3\xi_n}(\phi_n^i-\phi_n^{i-1})^2 \tag{21}$$

由式(21)不难看出,若结构抗侧刚度发生突变,必然导致结构模态振型发生改变,从而引起结构响应统计矩发生改变,故而对于如图 1 所示高耸结构,统计矩指标仍能作为抗侧刚度突变判别依据。

1.3 基于统计矩比值的抗侧刚度突变位置检测理论推导

从式(21)中可以看出,较高阶模态对位移统计矩贡献较小,位移统计矩值主要依赖结构第一阶模态参数,则式(21)可简化为:

$$\sigma_{zi}^2=M_{zi}^2=\frac{\pi}{2}\frac{\left[\int_0^L m(x)\phi_1(x)\psi_1(x)\mathrm{d}x\right]^2 S_0}{M_1^2\omega_1^3\xi_1}(\phi_1^i-\phi_1^{i-1})^2 \tag{22}$$

同理可求得第 $i+1$ 测点相对于第 i 测点位移二阶矩记作 M_{zi+1}^2,利用第 i 测点与 $i-1$ 测点的相对位移统计矩与第 $i+1$ 测点与 i 测点相对位移统计矩作比(以下简称第 i 测点统计矩下比上),即:

$$\frac{M_{zi}^2}{M_{zi+1}^2}=\frac{(\phi_1^i-\phi_1^{i-1})^2}{(\phi_1^{i+1}-\phi_1^i)^2} \tag{23}$$

由此可知,第 i 测点统计矩下比上值可近似通过结构第一阶振型第 i 测点相对变化量比值平方表示。对于图 1 所示高耸结构,可得初始无抗侧刚度突变条件下结构一阶弯曲振型表达式为[29]:

$$\phi_1(x)=C_1\left[\cosh ax-\cos ax+\frac{\cos aL+\cosh aL}{\sin aL+\sinh aL}\times(\sin ax-\sinh ax)\right] \tag{24}$$

式中:C_1 为非 0 常系数,$aL=1.875$。实际测量过程中,测点布设无法过于密集,设各测点高度间隔为 h,第 i 测点布设高度为 y,则在该测点位置对应一阶振型值 ϕ_1^i 可表示为 $\phi_1(y)$,由式(23)可知,结构无侧向刚度突变条件下第 i 测点统计矩下比上值可表示为:

$$\frac{M_{zi}^2}{M_{zi+1}^2}=\left(\frac{\phi_1(y)-\phi_1(y-h)}{\phi_1(y+h)-\phi_1(y)}\right)^2 \tag{25}$$

将式(24)振型函数代入式(25)中,并对测点高度 y 求导,可得:

$$\left(\frac{M_{zi}^2}{M_{zi+1}^2}\right)'=G\left[\begin{matrix}(\phi_1'(y)-\phi_1'(y-h)).(\phi_1(y+h)-\phi_1(y))\\-(\phi_1'(y+h)-\phi_1'(y)).(\phi_1(y)-\phi_1(y-h))\end{matrix}\right] \tag{26}$$

式(26) $G>0$ 恒成立,易得式(26)在 $y\in(h,l-h)$ 条件下大于 0 恒成立即高耸结构在抗侧刚度恒定且无突变条件下,结构位移响应统计矩下比上曲线随测点高度增加呈光滑连续单增趋势。

据此,已求解出高耸类结构在抗侧刚度恒定且无突变条件下测点统计矩比值随测点高度变化的一个重要规律。不失一般性,如图 1 所示高耸结构,当等高度间距布设有限个测点时,可进一步简化为离散多自由度体系,此时结构振型简化为向量,若结构参数发生微小改变后,由结构矩阵摄动理论可知,结构质量矩阵和刚度矩阵会随之发生改变,可表示为[30]:

$$\boldsymbol{M}=\boldsymbol{M}_0+\varepsilon\boldsymbol{M}_1,\quad \boldsymbol{K}=\boldsymbol{K}_0+\varepsilon\boldsymbol{K}_1 \tag{27}$$

式中:ε 是个小参数,对应 $\varepsilon=0$ 时系统称为原系统。$\boldsymbol{M}_0$ 和 $\boldsymbol{K}_0$ 为原系统质量矩阵和刚度矩阵。$\varepsilon\boldsymbol{M}_1$ 和 $\varepsilon\boldsymbol{K}_1$ 分别代表质量矩阵和刚度矩阵变化量。结构振动特征值问题可表示为:

$$\boldsymbol{K}\boldsymbol{\phi}_n=\lambda_n\boldsymbol{M}\boldsymbol{\phi}_n=\omega_n^2\boldsymbol{M}\boldsymbol{\phi}_n \tag{28}$$

式中:特征值 $\lambda_n={\omega_n}^2$ 为结构第 n 阶圆频率平方,特征向量 $\boldsymbol{\phi}_n$ 为第 n 阶振型向量。当 $\varepsilon\boldsymbol{M}_1$ 和 $\varepsilon\boldsymbol{K}_1$ 较小时,特征值及特征向量较原系统将产生微小变化。根据摄动理论,可将特征向量 $\boldsymbol{\phi}_n$ 及特征值 λ_n 按小参数 ε 展开为幂级数,即:

$$\begin{aligned}\lambda_n&=\lambda_{0n}+\varepsilon\lambda_{1n}+\varepsilon^2\lambda_{2n}+\cdots\\ \boldsymbol{\phi}_n&=\boldsymbol{\phi}_{0n}+\varepsilon\boldsymbol{\phi}_{1n}+\varepsilon^2\boldsymbol{\phi}_{2n}+\cdots\end{aligned} \tag{29}$$

式中:λ_{0n} 和 $\boldsymbol{\phi}_{0n}$ 为原系统特征值及特征向量,λ_{1n} 和 λ_{2n} 分别是特征值的一阶摄动和二阶摄动,$\boldsymbol{\phi}_{1n}$ 和 $\boldsymbol{\phi}_{2n}$ 分别为特征向量的一阶摄动和二阶摄动。当结构参数改变较小时,利用一阶摄动即可求解出较精确结果。将式(27)及(29)代入式(28)进行求解,忽略高阶无穷小量,合并同类项可求解出结构特征值及特征向量一阶摄动量。利用结构节段抗侧刚度折减表征刚度突变,突变后仅结构刚度矩阵发生改变,结构质量矩阵不发生改变,即 $\boldsymbol{M}_1$ 为 0 矩阵,结构特征值及特征向量一阶摄动量可化简为:

$$\lambda_{1n}=\boldsymbol{\phi}_{0n}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{K}_1\boldsymbol{\phi}_{0n} \tag{30}$$

$$\boldsymbol{\phi}_{1n}=\sum_{j=1,j\neq n}^{N}\frac{1}{\lambda_{0n}-\lambda_{0j}}\boldsymbol{\phi}_{0j}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{K}_1\boldsymbol{\phi}_{0n}\boldsymbol{\phi}_{0j} \tag{31}$$

如图 1 所示高耸结构,以结构单处局部节段抗侧刚度突变为例,当结构第 s 节段(测点 s 及测点 $s-1$ 之间)

存在抗侧刚度折减,则有:

$$\varepsilon \boldsymbol{K}_1 = \varepsilon \begin{bmatrix} 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \iddots & \vdots \\ 0 & \cdots & -k_s & -k_s & \cdots & 0 \\ 0 & \cdots & -k_s & -k_s & \cdots & 0 \\ \vdots & \iddots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix} \tag{32}$$

将式(30)、(31)及(32)带入式(29)进行求解,当抗侧刚度改变量 ε 较小时,利用一阶摄动量即可求得较为精确解:

$$\boldsymbol{\phi}_n = \boldsymbol{\phi}_{0n} + \sum_{j=1,j\neq n}^{N} \frac{-\varepsilon}{\lambda_{0n}-\lambda_{0j}}\left[k_s(\phi_{0n}^{s}-\phi_{0n}^{s-1})\times (\phi_{0j}^{s}-\phi_{0j}^{s-1})\right]\boldsymbol{\phi}_{0j} \tag{33}$$

式中:ϕ_{0n}^{s} 表示原系统第 n 阶振型第 s 对应元素。将式(33)带入式(23),第 i 测点统计矩下比上值可表示为:

$$\frac{M_{zi}^2}{M_{zi+1}^2} = \left(\frac{(\phi_{01}^{i}-\phi_{01}^{i-1}) - \varepsilon k_s \sum_{j=2}^{N}\frac{1}{\lambda_{01}-\lambda_{0j}}(\phi_{01}^{s}-\phi_{01}^{s-1})(\phi_{0j}^{s}-\phi_{0j}^{s-1})(\phi_{0j}^{i}-\phi_{0j}^{i-1})}{(\phi_{01}^{i+1}-\phi_{01}^{i}) - \varepsilon k_s \sum_{j=2}^{N}\frac{1}{\lambda_{01}-\lambda_{0j}}(\phi_{01}^{s}-\phi_{01}^{s-1})(\phi_{0j}^{s}-\phi_{0j}^{s-1})(\phi_{0j}^{i+1}-\phi_{0j}^{i})}\right)^2 \tag{34}$$

为探寻结构在第 s 节段抗侧刚度突变前后第 $i(i=1,2,\cdots,s,\cdots,N)$ 测点统计矩下比上值改变量,引入 δ 表示结构刚度突变前后测点统计矩比值改变量,则突变前后第 i 测点统计矩比值改变量 δ_i 为:

$$\delta_i = \left(\frac{\phi_1^{i}-\phi_1^{i-1}}{\phi_1^{i+1}-\phi_1^{i}}\right)^2 - \left(\frac{\phi_{01}^{i}-\phi_{01}^{i-1}}{\phi_{01}^{i+1}-\phi_{01}^{i}}\right)^2 \tag{35}$$

将式(34)代入式(35)进行求解,可化简为:

$$\delta_i = K\sum_{j=2}^{N}\frac{\varepsilon k_s}{\lambda_{01}-\lambda_{0j}}(\phi_{01}^{s}-\phi_{01}^{s-1})(\phi_{0j}^{s}-\phi_{0j}^{s-1})\cdot \left[(\phi_{01}^{i}-\phi_{01}^{i-1})(\phi_{0j}^{i+1}-\phi_{0j}^{i}) - (\phi_{01}^{i+1}-\phi_{01}^{i})(\phi_{0j}^{i}-\phi_{0j}^{i-1})\right] \tag{36}$$

同理,式(36)中 ϕ_{01}^{s} 表示原系统第 1 阶振型第 s 个元素,K 为非 0 项,不作进一步展开。不难发现当 $s\neq i$,改变量 δ_i 趋近于 0,当 $s\approx i$ 式(36) 可进一步简化,其结果不为 0。即当结构抗侧刚度突变段 s 与统计矩下比上值求解测点 i 间隔较远时,统计矩比值改变量 δ_i 趋近于 0,当抗侧刚度突变段 s 与统计矩下比上值求解测点 i 间隔较近时,统计矩比值改变量 δ_i 较大, 结合式(26)推导结论可进一步形成高耸类结构快速判断节段刚度突变位置的方法,即结构局部抗侧刚度突变将导致统计矩比值曲线仅在抗侧刚度变化处产生较大波动,比值曲线产生较大波折,在抗侧刚度未突变处仍保持连续光滑状态。

2　数值模拟分析

2.1　模型简介

依托中国电建集团丰都五洞岩片区风电工程技术资料,参考课题组前期数值模型建立方式[31-33],利用 MATLAB 建立高耸塔筒简易动力学数值模型。塔筒模型高度 87 m,塔筒外径取实际塔筒结构底部外径与顶部外径均值为 3.845 m,塔筒壁厚为 10 cm,塔筒材料为钢材,弹性模量 $E_0=200\times10^9$ N/m^2,材料密度为 $\rho=7\ 850$ kg/m^3,顶部发电机转子 100 t,发电机定子 140 t,风机叶片总重 210 t,视风电机机组上部电机及叶片为集中质量单元,总重量为 450 t,假设在该塔筒同一竖直线等高度间距布设 29 个测点,将塔筒划分为 29 段进行数值模型建立,单段高度 $h=3$ m,阻尼比设 $\boldsymbol{\xi}_i=0.05(i=1,2)$,模型如图 2 所示,将求解出的单元刚度矩阵和单元质量矩阵组合成为结构的整体刚度矩阵和质量矩阵,可得该模型一阶频率为 0.26 Hz,同实际监测资料相符合。采用瑞利阻尼假设,通过 Newmark-β 法求解出结构在给定激励下的时程响应,对本文所提抗侧刚度突变位置检测理论推导进行数值计算,同时考虑环境噪音、外部激励形式及实际结构抗侧刚度分布等影响因素对本文所提方法适用性进行验证。基于文献[31-33],通过对应段塔筒弹性模量折减表征节段抗侧刚度突变,设置如下工况:

工况 1:结构各段抗侧刚度均无折减;

工况 2:结构第 15 段(42~45 m 高度位置)抗侧刚度折减 10%;

工况 3:结构第 15 段(42~45 m 高度位置)抗侧刚度折减 20%;

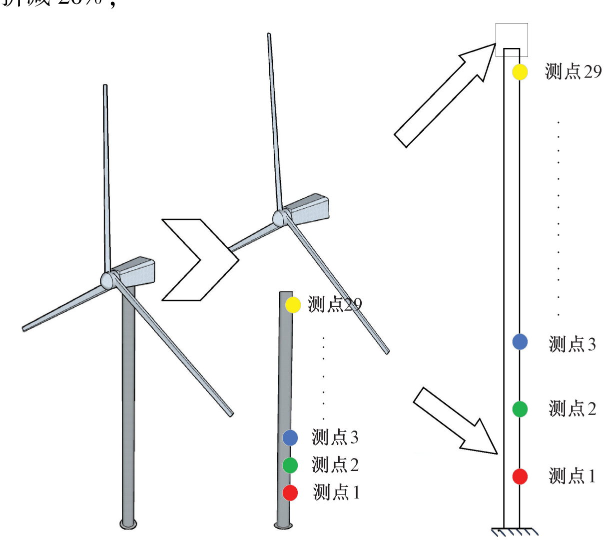


图 2　高耸塔筒数值模型(29 测点)

Fig. 2　Numerical model of tall tower (29 test points)

工况 4:结构第 10 段(27~30 m 高度位置)、第 20 段(57~60 m 高度位置)抗侧刚度折减 20%。

2.2　数值验算

1)基于统计矩比值的抗侧刚度突变位置检测方法理论推导数值验算

从式(21)化简为式(22)拟认为高阶模态对第 i 测点相对位移统计矩贡献较小,从而进一步推导出式(23),现利用图 2 所示数值模型对该化简加以计算验证。引入变量 D 表示对应测点结构相对位移统计矩下比上值与结构一阶振型相对变化量比值平方的拟合度,记作:

$$D = 100\% \times \left| \frac{M_{zi}^2}{M_{zi+1}^2} - \frac{(\phi_1^i - \phi_1^{i-1})^2}{(\phi_1^{i+1} - \phi_1^i)^2} \right| \Big/ \left(\frac{M_{zi}^2}{M_{zi+1}^2} \right) \tag{37}$$

利用图 2 数值模型对式(36)进行数值求解,可绘制出工况 1~4 条件下,D 值随高度变化曲线如图 3 所示。

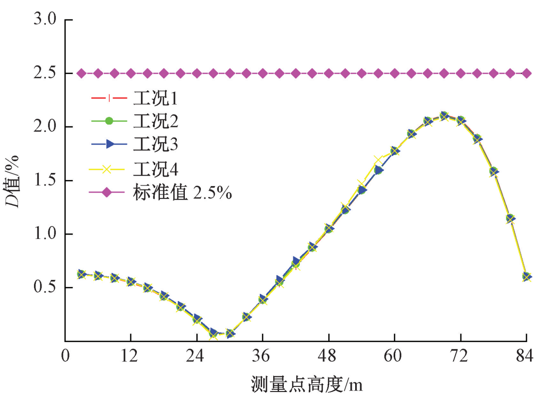


图 3　D 值随结构高度变化曲线

Fig. 3　D value changing curve with structure height

由图 3 可以看出,利用结构响应求解的统计矩下比上值与已知结构质量矩阵及刚度矩阵条件下所求解的结构一阶振型相对变化量比值平方拟合度在不同工况条件下最大误差不超过 2.5%,该结果表明式(21)化简为式(22)存在合理性,且有利于简化后续推导。

利用统计矩比值相对测点高度 y 进行求导可得到式(26),假设结构总高度为 L,各测点间隔距离为 h,则对应图 3 数值模型必有 $L=29\ h$,现对式(26)进行数值计算,并绘制其与测点高度 y 的关系曲线,结果如图 4 所示。

图 4 所示为 h/L 到 $28\ h/L$(即 h 到 $L-h$)高度范围内导数计算值,不难看出导数值在 $y \in (h, L-h)$ 范围内大于 0 恒成立,即结构抗侧刚度值恒定且无突变条件下,统计矩下比上值随测点高度变化呈连续光滑且单调递增关系。

通过统计矩比值导数的求解,得到了抗侧刚度恒定无突变条件下的高耸类结构统计矩下比上比值曲线的基本形状。当结构发生抗侧刚度值突变,利用图 2 所示数值模型可计算出突变前后对应测点统计矩下比上值变化量 δ_i 随结构高度变化曲线关系如图 5 所示。

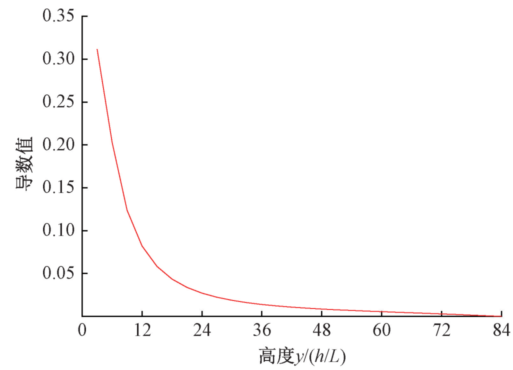


图 4　统计矩下比上值导数值

Fig. 4　Statistical moment ratio derivative value

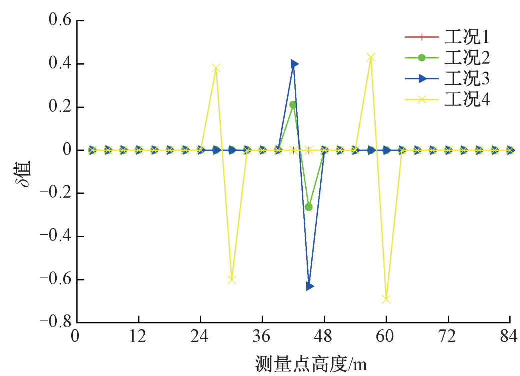


图 5　δ 值变化曲线

Fig. 5　δ value change curve

不难看出统计矩下比上值变化量在结构抗侧刚度发生折减位置附近会产生相对较大突变,即相较于刚度无突变情况,结构局部抗侧刚度折减后,统计矩下比上光滑单调曲线将在刚度折减位置呈现突变,打破原本连续光滑状态。图 5 从数值计算角度证实了利用统计矩比值曲线的突变位置可以识别出高耸类结构抗侧刚度突变位置。

2)基于统计矩比值的抗侧刚度突变位置检测方法应用模拟

为验算本文所提检测方法对于不同激励形式的适用性,将分别采用文献[30]中的高斯白噪声及 EI-Centro 波作为外部激励,考虑无噪音,信噪比 40 dB 及 30 dB 环境噪音分析本文方法抗噪能力,同时为进一步贴合实际工程应用,对图 2 数值模型抗侧刚度采取逐层递减方式,模拟论证实际高耸结构抗侧刚度随高度逐渐变化条件下统

计矩比值法的适用性。本文所提检测方法具体操作步骤如下:

(1)获取高耸结构同一竖直线内等高度间距测点在同一水平方向的位移时程响应;

(2)根据时程响应,计算各测点相对位移二阶统计矩,并求解出对应测点统计矩下比上值;

(3)以各测点高度作为横坐标,对应测点统计矩下比上值为纵坐标绘制曲线;

(4)观察曲线突变情况,识别侧向刚度突变位置;

根据检测步骤,考虑实际高耸结构形式,分别进行抗侧刚度恒定及抗侧刚度渐变条件下的方法验证模拟分析。模拟工况如表 1 所示。

表 1　数值模拟工况明细表

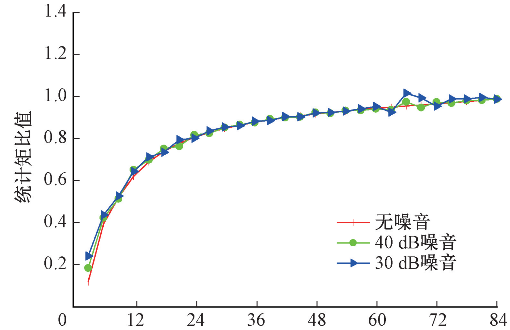
Table 1　List of numerical simulation cases

横向刚度	外部激励	损伤工况	噪音
常数	高斯白噪声	工况 1~4	无噪音
			40 dB 噪音
			30 dB 噪音
	EI-Centro 波	工况 1~4	无噪音
			40 dB 噪音
			30 dB 噪音
渐变	高斯白噪声	工况 1~4	无噪音
			40 dB 噪音
			30 dB 噪音

① 抗侧刚度恒定结构

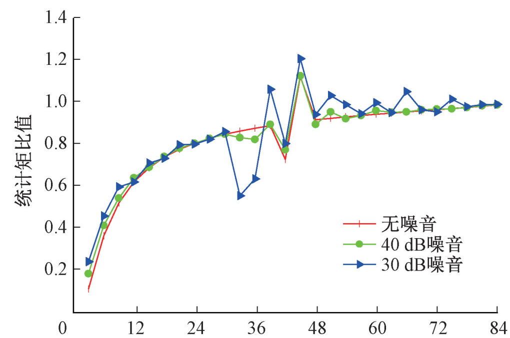
假设初始状态下高耸结构各段抗侧刚度相同,采用平稳高斯白噪声作为外部激励,提取结构对应测点时程响应,求解统计矩。利用统计矩比值进行抗侧刚度突变位置判断,结果如图 6 所示。

从图 6 中不难看出,在工况 1 情况下,统计矩比值曲线在无噪音影响下呈光滑单增趋势,无突变现象,与抗侧刚度无突变情况下统计矩下比上值理论推导结果相符;40 dB 及 30 dB 噪音下,统计矩比值曲线随高度增加单增趋势依旧明显仅顶部附近数据存在毛刺现象,但顶部数据统计矩下比上值数据点变异系数不超过 0. 004 3,可认为不存在明显突变位置,基本判定该高耸结构不存在抗侧刚度突变。在工况 2 情况下,无噪音影响时,统计矩下比上值在刚度折减处存在明显突变;在信噪比 40 dB 噪音影响下,刚度折减处统计矩下比上值变异系数为 0. 012 4 为未发生刚度折减位置对应数据变异系数的 2. 58 倍,可判定该处突变明显;在信噪比 30 dB 噪音影响下在刚度折减位置附近,统计矩下比上值变化最为剧烈,变异系数最大为 0. 033 6 是其余位置的 5. 18 倍,可判定该处存在刚度突变。在工况 3 情况下,随着刚度折减增大,在无噪音,信噪比 40 dB 噪音及信噪比 30 dB 噪音条



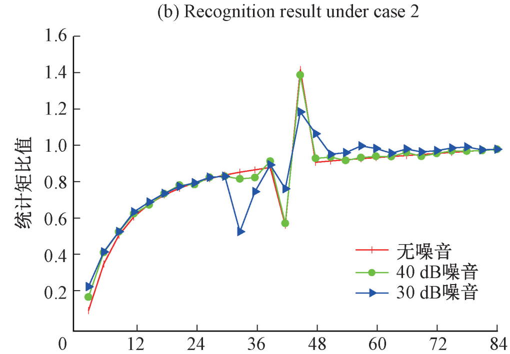
(a) 工况1条件下的识别结果

(a) Recognition result under case 1



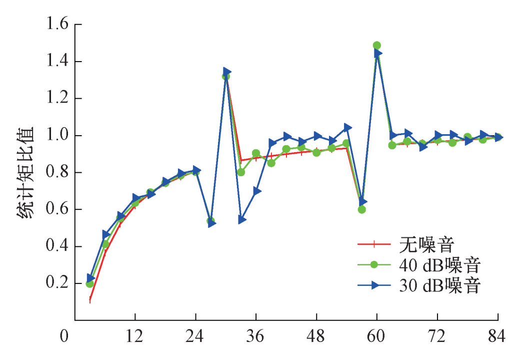
(b) 工况2条件下的识别结果

(b) Recognition result under case 2



(c) 工况3条件下的识别结果

(c) Recognition result under case 3



(d) 工况4条件下的识别结果

(d) Recognition result under case 4

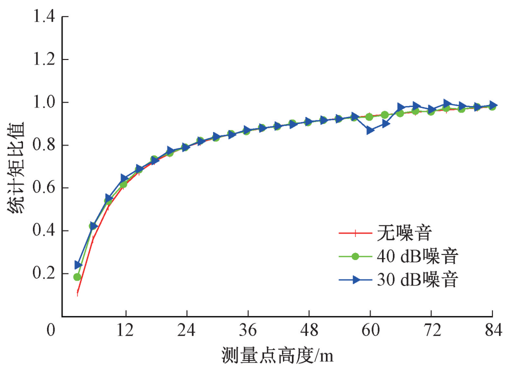
图 6　高斯白噪音激励条件下结构抗侧刚度突变位置诊断结果

Fig. 6　Recognition results of sudden changes in structural lateral stiffness under excitation of Gaussian white noise

件下,抗侧刚度折减处统计矩下比上值变异系数最高达 0.35 为其余位置的 8.89 倍,可判断出该抗侧刚度突变明显;同理在工况 4 双处抗侧刚度折减条件下,利用本文所提检测方法在无噪音,信噪比 40 dB 及信噪比 30 db 条件下均能有效检测出抗侧刚度突变位置。

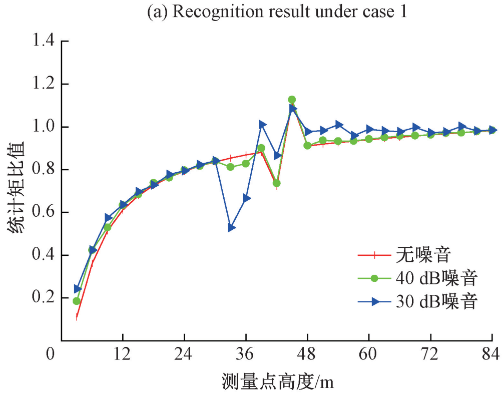
考虑不同外部激励对本文所提方法的影响,采用 EI-Centro 波信号进行模拟外部激励输入,模拟计算结果如图 7 所示。

当外部激励改变后,从结果曲线图中不难看出,在无噪音,信噪比 40 dB 噪音及信噪比 30 dB 噪音条件下,本文所提抗侧刚度突变位置诊断方法均能有效识别出抗侧刚度突变位置,即本文所提方法面对非平稳外部激励条件仍有较强适用性。



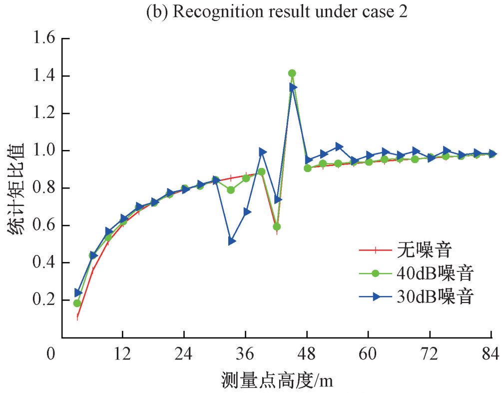
(a) 工况1条件下的识别结果

(a) Recognition result under case 1



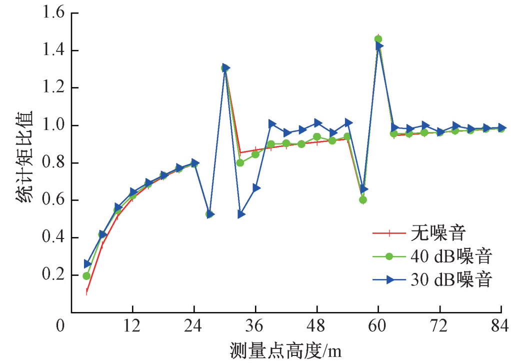
(b) 工况2条件下的识别结果

(b) Recognition result under case 2



(c) 工况3条件下的识别结果

(c) Recognition result under case 3



(d) 工况4条件下的识别结果

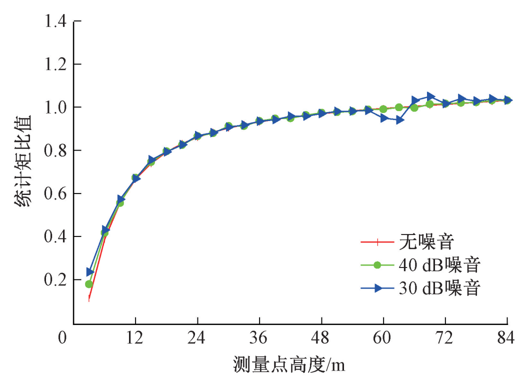
(d) Recognition result under case 4

图 7 EI-Centro 波激励条件下结构抗侧刚度突变位置识别结果

Fig. 7 Recognition results of sudden changes in structural lateral stiffness under excitation of EI-Centro wave

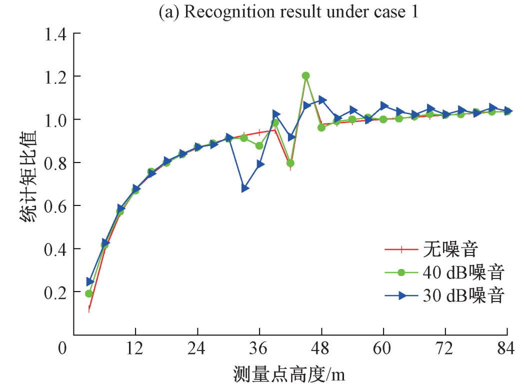
② 抗侧刚度渐变结构

考虑实际工程结构中,诸如风电塔筒等高耸类结构抗侧刚度随高度增加多呈现递减趋势,参考实际塔筒模型的圆锥形状对数值模拟模型进行调整,随高度增加,数值模型壁厚取值为 10 cm 不变,外径依次取值为:$D_{外径}=4.35-n\times0.035$ m($n=1,2,\cdots,29$)。即随高度增加,高耸塔筒外径呈等差递减数列分布,同样利用白噪音作为外部激励进行模拟计算,结果如图 8 所示。



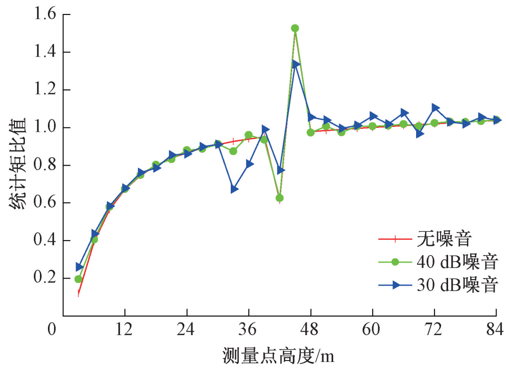
(a) 工况1条件下的识别结果

(a) Recognition result under case 1

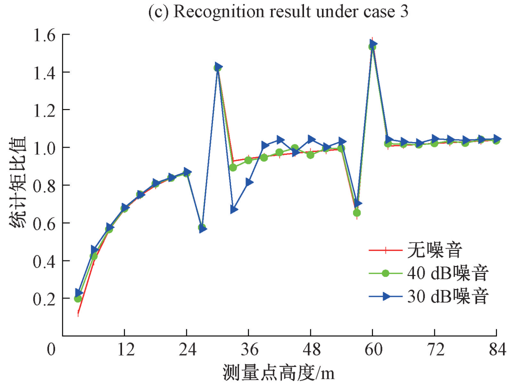


(b) 工况2条件下的识别结果

(b) Recognition result under case 2



(c) 工况3条件下的识别结果
(c) Recognition result under case 3



(d) 工况4条件下的识别结果
(d) Recognition result under case 4

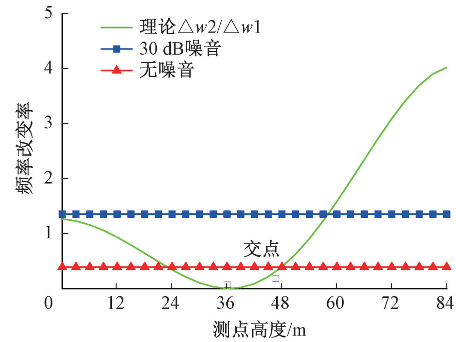
图 8　抗侧刚度渐变的高耸结构在高斯白噪声激励条件下识别结果

Fig. 8　Recognition results of high-rise structures with gradual anti-lateral stiffness under Gaussian white noise excitation

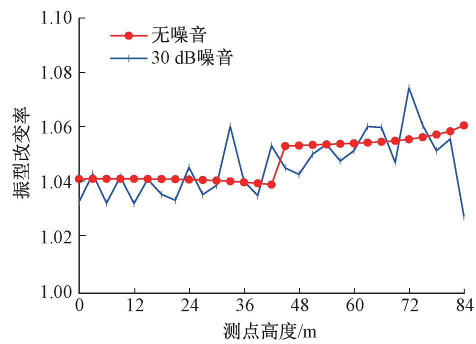
由图 8 可知,当高耸结构抗侧刚度随结构高度增加逐渐降低时,在预设工况(工况 1～4)条件下,采用本文所提方法仍能有效识别抗侧刚度突变位置,同时考虑在信噪比为 40 dB 及 30 dB 的环境噪音影响下,识别结果仍然较为准确,即本文所提方法对于刚度逐渐变化高耸类结构仍然适用。

2.3　检测方法对比分析

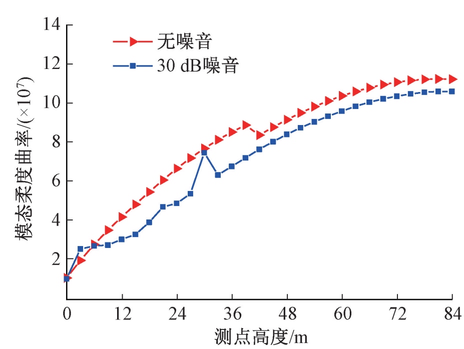
比较本文所提抗侧刚度突变位置检测法与现存无模型检测方法:频率改变法[10]、振型改变法[18]、柔度曲率法[20]及响应统计矩改变法[22]在高耸结构检测中的应用。通过上述数值模型,选取工况 3 即第 15 节段(42～45 m 高度位置)抗侧刚度折减 20% 作为模拟工况,并考虑无环境噪音及 30 dB 噪音影响下的检测结果进行方法对比分析。首先提取结构初始状态下,即工况 1 条件下的一阶频率、一阶振型以及响应统计矩,其次提取结构抗侧刚度突变后,即工况 3 条件下的上述指标,按照文献[10,18,20,22]分别计算频率改变率、振型改变指率、模态柔度曲率差及结构响应统计矩改变率,绘制结果曲线如图 9(a)～(d)所示,最后利用本文所提统计矩比值法,仅提取工况 3 的数据进行检测,结果如图 9(e)所示。



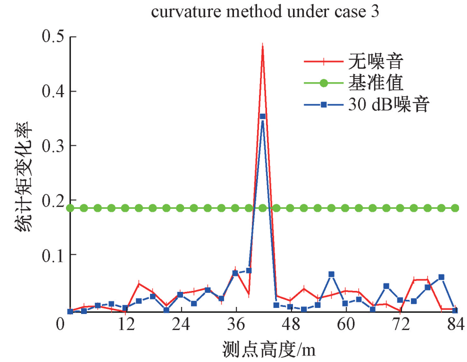
(a) 工况3条件下频率改变法识别结果
(a) Frequency change method recognition result under case 3



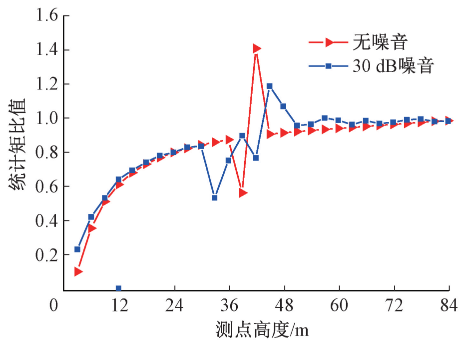
(b) 工况3条件下振型改变法识别结果
(b) Recognition result of mode change method under case 3



(c) 工况3条件下柔度曲率法识别结果
(c) Recognition result of the modal flexibility curvature method under case 3



(d) 工况3条件下文献[20]统计矩改变法识别结果
(d) Recognition result of the statistical moment change method in[20]under case 3



(e) 工况3条件下本文方法识别结果

(e) Recognition results of the method in this article under case 3

图 9　不同检测方法识别结果对比分析图

Fig. 9　Comparison and analysis diagram of recognition results of different detection methods

由图 9 所示不同方法检测结果不难看出，在无噪音条件下，上述 5 种方法均能检测出抗侧刚度突变位置，当考虑 30 dB 噪音影响，频率改变率法、振型改变率法及模态柔度曲率法已出现误判，仅统计矩改变率法及本文所提方法能成功识别抗侧刚度突变位置。综上，可绘制各方法识别效果对比分析结果如图 10 所示。

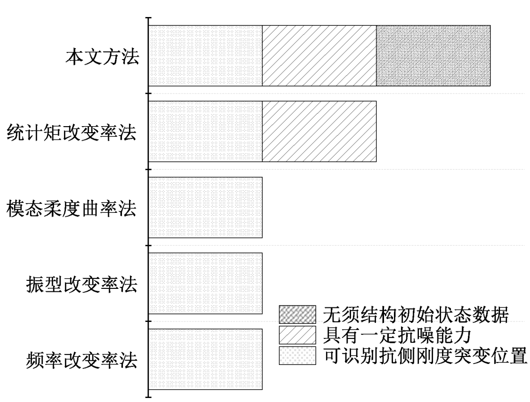


图 10　不同检测方法识别结果对比分析图

Fig. 10　Comparison and analysis diagram of recognition results of different detection methods

综合分析上述无模型抗侧刚度突变位置检测方法识别效果，本文所提基于统计矩比值进行抗侧刚度突变位置检测的新方法仅需考虑单次测量数据结果即可较为准确判断高耸结构抗侧刚度突变位置，无需进行高耸结构抗侧刚度突变前后数据指标对比，在实际工程应用中，可仅依靠灾后高耸结构实测响应进行抗侧刚度突变位置的诊断且具有一定抗噪能力，更有利于实际工程应用的推广。

3　现场试验分析验证

选取重庆丰都暨龙风电场新建风电塔筒结构实测数据进行方法适用性验证分析。对该地区典型新建 2.5 MW 塔筒(24 号机)进行测量，如图 11，塔筒总高度为 87.3 m，根据设计规定共分为 5 段拼装。考虑现场工作平台设置、传感器安装条件、数据采集仪接口数量及数据采集线长度等条件，采用 5 个加速度传感器进行同步加速度信号采集，其中数据采集仪及配套采集电脑安置于第 3 段与第 4 段塔筒连接处法兰附近工作平台，对应传感器依托塔筒内部现有放置条件及本文所提方法要求，分别安装于 85、64、43、24、3 m 处，获取塔体同一竖直线等高度间隔测点在同一水平方向上的加速度响应，如图 12 所示。

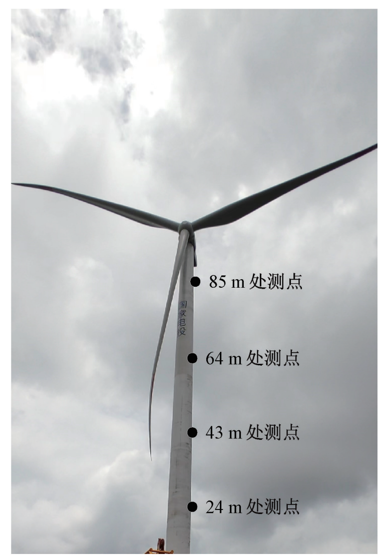


图 11　塔筒立面图

Fig. 11　Tower elevation

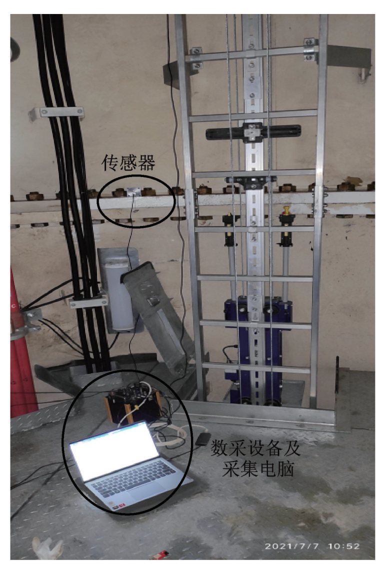
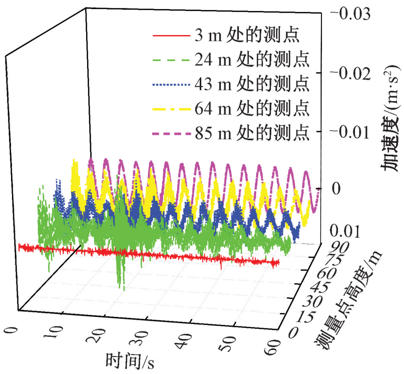


图 12　传感器布设图

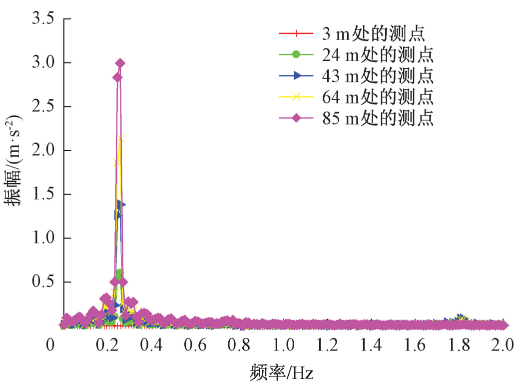
Fig. 12　Sensor layout

试验测量过程中,外部风力较小,风机处于停运状态,无叶片转动。塔筒加速度响应采集数据及其对应幅频曲线如图 13 所示。



(a) 实测加速度时程响应信号

(a) Measured acceleration time history response signal



(b) 加速度信号幅频曲线图

(b) Acceleration signal amplitude-frequency curve

图 13　实测加速度响应

Fig. 13　Measured acceleration response

对应本文所提方法的等间距测点布设要求,实际测点间隔高度约为 21 m。从幅频曲线图 13(b)可以看出,各传感器测试数据在频域上基本吻合,一阶主频为 0.26 Hz,进一步验证了实测数据的正确性。利用实测加速度数据进行积分求解结构位移响应,采用本文所提方法对抗侧刚度突变位置进行判别。参照文章所提诊断方法原理,计算各测点相对位移统计矩下比上比值,利用文章所提诊断方法对实测数据进行分析,由于测量条件限制,测点数量较少,采用光滑曲线连接统计矩下比上值,可得到分析曲线如图 14 所示。

由图 14 可以看出,采用主频时域响应信号进行统计矩比值求解,其统计矩比值曲线随塔筒高度增加,统计矩下比上值呈单增状态,无明显突变。可判定该塔筒段无明刚度突变,结合该风电场运营数据,该塔筒为新建塔筒,符合质量验收规定,准备并网发电。计算结果表明本文所提无模型诊断方法在实际高耸类结构抗侧刚度突变位置诊断过程中可以实施。

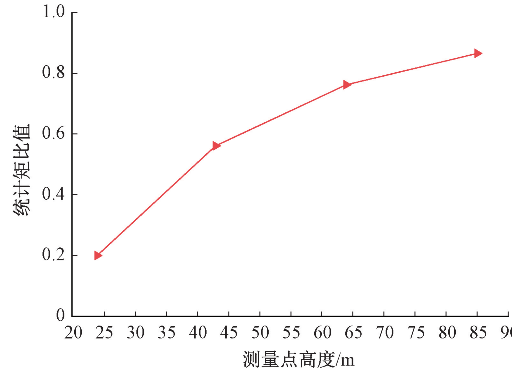


图 14　统计矩下比上值识别结果图

Fig. 14　Recognition result graph of statistical moment ratio

4　结　　论

文章提出一种适用于高耸类结构的抗侧刚度突变位置检测方法,并进行相关理论推导。利用高耸结构数值模型进行数值论证,结合实际风电塔筒结构实测响应数据进行分析,总结出以下结论:

1)利用高耸类结构同一竖直线等间距测点水平动力响应统计矩作比,绘制比值随测点高度的关系曲线,可通过曲线突变位置识别出节段抗侧刚度突变位置。

2)高耸类结构数值模型及实测锥形风电塔筒数据分析表明,节段抗侧刚度逐渐变化的高耸类结构,利用统计矩比值曲线仍能快速诊断出节段抗侧刚度发生突变的位置。

3)对比其他无模型检测方法,文章所提方法无需与结构节段刚度突变前的实测数据进行对比分析,在数据处理方面有较大的优势,同时具有一定抗噪能力。

参考文献

[1]　何伟, 何容, 李亚伟. 结构损伤识别中的广义残余力向量差法研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2013, 35(3):53-58.
HE W, HE R, LI Y W. Research on the generalized residual force vector difference method for structural damage identification[J]. Earthquake Resistance and Reinforcement of Engineering, 2013, 35(3):53-58.

[2]　何伟, 陈淮, 王博, 等. 运用改进残余力向量法的结构损伤识别研究[J]. 振动, 测试与诊断, 2009, 29(4):379-382.
HE W, CHEN H, WANG B, et al Structural damage identification by using improved residual force vector[J]. Jornal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2009, 29(4):379-382.

[3]　杨秋伟, 周聪, 李翠红, 等. 基于静力残余力向量的结

构损伤评估方法[J]. 计算力学学报, 2021, 38 (5): 625-630.

YANG Q W, ZHOU C, LI C H, et al. Structural damage assessment method based on static residual force vector[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2021, 38(5):625-630.

[4] 闫天红, 王凤山, 姜民政, 等. 基于模态参数灵敏度分析的结构损伤识别研究[J]. 机械设计, 2019, 36 (12):83-87.

YAN T H, WANG F SH, JIANG M ZH, et al. Identification of structural damage based on the sensitivity analysis of modal parameters[J]. Journal of Machine Design, 2019,36(12): 83-87.

[5] 邱飞力, 张立民, 张卫华. 改进的特征值灵敏度在结构损伤识别中的应用[J]. 振动,测试与诊断, 2016, 36(2):264-268.

QIU F L, ZHANG L M, ZHANG W H. Structure damage detection based on improved eigen value sensitivity[J]. Jornal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2016, 36(2):264-268.

[6] 周计祥, 吴邵庆, 董萼良, 等. 基于应变模态的模态应变能损伤识别方法[J]. 振动, 测试与诊断,2019, 39(1):31-37.

ZHOU J X, WU SH Q, DONG E L, et al. Damage identification based on modal strain energy formulated by strain modes[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2019,39(1):31-37.

[7] 黄子川, 马骐, 张丹富, 等. 基于模态应变能变化率的L形管道损伤识别[J]. 土木工程学报, 2020, 53(S2):169-176.

HUANG Z CH, MA Q, ZHANG D F, et al. Damage identification of L-shaped pipeline based on modal strain energy change rate[J]. China Civil Engineering Journal, 2020,53(S2):169-176.

[8] 缪炳荣, 张盈, 黄仲, 等. 利用模态应变能变化率的结构损伤识别优化方法[J]. 振动工程学报,2022: 1-10.

LIAO B R, ZHANG Y, HUANG ZH, et al. Structural damage identification and optimization method using the rate of change of modal strain energy[J]. Journal of Vibration, Journal of Vibration Engineering, 2022:1-10.

[9] 杨书仁, 姚建群, 丁松. 基于应变能量函数的桥梁损伤识别方法[J]. 公路, 2021, 66(6):157-165.

YANG SH R, YAO J Q, DING S. Bridge damage identification method based on strain energy function[J]. Highway, 2021, 66(6):157-165.

[10] 刘文峰, 柳春图, 应怀樵. 通过频率改变率进行损伤定位的方法研究[J]. 振动与冲击, 2004(2):28-30.

LIU W F, LIU CH T, YING H Q. Research on damage orientation by change of eigen frequency[J]. Vibration and Shock, 2004, 23(2):28-30.

[11] 江守燕, 赵林鑫, 杜成斌. 基于频率和模态保证准则的结构内部多缺陷反演[J]. 力学学报, 2019, 51(4):1091-1100.

JIANG SH Y, ZHAO L X, DU CH B. Identification of multiple flaws in structures based on frequency and modal assurance criteria[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics,2019, 51(4):1091-1100.

[12] 张家滨, 唐催, 王磊, 等. 基于频率变化率的结构刚度非均匀退化识别[J]. 振动,测试与诊断, 2018, 38(3):486-493.

ZHANG J B, TANG C, WANG L, et al. Identification of non-uniform stiffness degradation in structure based on the change rate of frequency[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2018, 38(3):486-493.

[13] 陈淮, 何伟, 王博, 等. 基于频率和振型摄动的结构损伤识别方法研究[J]. 工程力学, 2010,27(12): 244-249.

CHEN H, HE W, WANG B, et al. Study on structure damage detection based on perturbations of frequency and mode shapes[J]. Mechanics,2010,27(12):244-249.

[14] 牛彦峰, 何静科, 刘寒冰. 基于模态频率的简支梁桥损伤识别模糊推理方法[J]. 工程与试验, 2013, 53(3): 9-13,83.

NIU Y F, HE J K, LIU H B. Fuzzy logic inference method of damage identification for simply supported bridge based on modal frequency[J]. Engineering & Test, 2013, 53(3): 9-13,83.

[15] YANG Y, CHENG Q, ZHU Y, et al. Feasibility study of tractor-test vehicle technique for practical structural condition assessment of beam-like bridge deck[J]. Remote Sensing, 2020,12:114.

[16] 徐丽, 易伟建, 吴高烈. 混凝土框架柱刚度变化识别的应变模态方法研究[J]. 振动与冲击, 2006,25(3): 1-5.

XU L, YI W J, WU G L. The stiffness change identification of concrete frame column using strain mode method[J]. Vibration and Shock, 2006, 25(3):1-5.

[17] PEI Q, GUO X. Damage localization in a simple supported beam by strain modal analysis[J]. Third China-Japan-US Symposium on Structural Health Monitoring and Control and Fourth Chinese National Conference on Structural Control, Dalian, China,2004: 221-226.

[18] 万小朋, 李小聪, 鲍凯, 等. 利用振型变化进行结构损伤诊断的研究[J]. 航空学报, 2003(5):422-426.

WANG X P, LI X C, BAO K, et al. Structure damage diagnosis based on analyzing changes of vibration mode[J]. Acta Aeronautica et Astronautica Sinica, 2003(5):422-426.

[19] 綦宝晖,邬瑞锋,蔡贤辉,等. 一种桁架结构损伤识别的柔度阵法[J]. 计算力学学报, 2001,18(1): 42-47.

ZUAN B H, WU R F, CAI X H, et al. A flexibility matrix method for damage identification of truss structure[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2001, 18(1): 42-47.

[20] 曹晖, MICHAEL I F. 基于模态柔度曲率的损伤检测方法[J]. 工程力学, 2006,23(4):33-38.

CAO H, MICHAEL I F. Nondestructive damage evaluation indicator based on modal flexibility curvature[J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(4): 33-38.

[21] 杨子杰, 王华. 基于曲率模态法和柔度矩阵法的斜拉桥损伤识别对比研究[J]. 桥隧工程, 2021(12):4-5.

YANG Z J, WANG H. Comparative study on damage identification of cable-stayed bridges based on curvature modal method and compliance matrix method[J]. Journal of Bridge Engineering,2021(12):4-5.

[22] 阳洋,李建雷,梁晋秋,等. 基于统计矩理论的无模型结构损伤识别方法研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(9):196-204.

YANG Y, LI J L, LIANG J Q, et al. Model-free structural damage identification method based on statistical moment theory [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(9):196-204.

[23] 唐盛华,罗承芳,方志,等. 振型归一化对梁结构柔度曲率损伤指标的影响[J]. 计算力学学报, 2020, 37(3):340-348.

TANG SH H, LUO CH F, FANG ZH, et al. Influence of mode shape normalization on flexibility curvature damage index of beam structure [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2020,37(3):340-348.

[24] 杨秋伟, 孙斌祥. 结构损伤识别的改进柔度灵敏度方法研究[J]. 振动与冲击, 2011,30(5):27-31.

YANG Q W, SUN B X. An improved flexibility sensitivity method for structural damage detection[J]. Vibration and shock, 2011,30(5):27-31.

[25] XU J, ZHOU L. An adaptive trivariate dimension-reduction method for statistical moments assessment and reliability analysis[J]. Applied Mathematical Modelling, 2020,82:748-765.

[26] YANG Y, LI J L. Damage detection of structures with parametric uncertainties based on fusion of statistical moments[J]. Journal of Sound and Vibration, 2019, 442:200-219.

[27] ZHANG J, XU Y L, XIA Y, et al. Generalization of the statistical moment-based damage detection method[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2011, 38(6): 715-732.

[28] ZHANG J, XU Y L, XIA Y, et al. A new statistical moment-based structural damage detection method[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2008, 30(4): 445-466.

[29] RAY W C, JOSEPH P. Dynamics of structures[J]. USA: Computers & Structures, Inc., 1995:326-328.

[30] 陈塑寰. 结构动态设计的矩阵摄动理论[J]. 北京:科学出版社, 1999.

CHEN S H. Matrix perturbation theory in structural dynamic design[J]. Beijing: Science Press, 1999.

[31] 阳洋, 王岩, 凌园, 等. 基于贝叶斯思想的框架结构损伤检测方法研究[J]. 仪器仪表学报, 2020, 41(3):20-30.

YANG Y, WANG Y, LING Y, et al. Research on frame structure damage detection method based on Bayesian though[J]. Chinese Journal of Scientific Instrument, 2020,41(3): 20-30.

[32] 吕良. 基于统计矩理论的框架结构不确定性损伤识别方法研究[D]. 重庆:重庆大学, 2017.

LYU L. Research on influence of system uncertainties on frame structural damage identification by using statistical moment[D]. Chongqing: Chongqing University, 2017.

[33] 阳洋, 周财红, 王岩, 等. 基于统计矩理论的框架结构检测技术研究[J]. 仪器仪表学报, 2019,40(1): 183-191.

YANG Y, ZHOU C H, WANG Y, et al. Structural damage detection of frame structures based on statistical moment[J]. Chinese Journal of Scientific Instrument, 2019, 40(1):183-191.

作者简介

阳洋(通信作者),2011 年于同济大学获得博士学位,现为重庆大学教授、博士生导师,主要研究方向为工程结构检测、监测、鉴定评估。

E-mail: yangyangcqu@ cqu. edu. cn

Yang Yang (Corresponding author) received his Ph. D. degree from Tongji University in 2011. He is currently a professor and a Ph. D. advisor at Chongqing University. His main research interests include engineering structural inspection, monitoring, appraisal and evaluation.