

## 考虑土-结构相互作用的高层建筑横风向振动分析

李安勇<sup>1,2</sup>, 陈 镭<sup>1</sup>, 薛松涛<sup>1,3</sup>, 唐和生<sup>1</sup>

(1. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 苏州科技大学 土木学院, 苏州 215014;

3. 日本近畿大学 理工学部建筑学科, 日本大阪 577-8502)

**摘 要:** 用由风洞试验得出的横风向荷载功率谱密度公式, 推导出考虑土-结构相互作用 (SSI) 的横风向荷载功率谱密度和结构的频率响应函数矩阵公式, 得到结构横风向风振响应计算公式。对超高层建筑横风向振动算例说明, 考虑 SSI 后, 房屋高度、土层的剪切波速和结构阻尼比的变化, 对结构顶层的弹性位移、总位移和总加速度响应有不同影响, 并指出不考虑 SSI 高层建筑横风向风振响应可能偏于不安全, 因而对不同的响应类型, 给出了不需考虑 SSI 的结构阻尼比取值范围的建议值。

**关键词:** 高层建筑, 横风向, 土-结构相互作用, 荷载功率谱, 风振响应

**中图分类号:** TU311.3 **文献标识码:** A

目前建筑结构的风振响应分析中, 通常假定地基是刚性的 (下文简称刚性地基), 但实际上地基总会产生变形, 地基越软变形会更大一些。随着建筑趋向高柔发展, 土-结构相互作用对高层建筑的风振响应影响逐渐引起人们的重视<sup>[1-3]</sup>, 在风振响应控制中也出现了考虑土-结构相互作用的研究<sup>[4,5]</sup>, 但这些研究局限在顺风向风振响应方面, 土-结构相互作用对高层建筑横风向风振响应的影响还缺乏研究。

由于土-结构相互作用 (SSI) 试验的复杂性和费用巨大, 除少数核电站工程结构进行了一些大比例模型试验, 并与理论分析结果相互验证外<sup>[6]</sup>, 目前国内外民用建筑地震反应分析还是以理论研究, 探索合适的计算模型, 改进计算效率为主, 尤其是本文讨论的带桩基的高层建筑<sup>[7,8]</sup>。下文的研究亦是对考虑 SSI 的 (下文称柔性地基) 的矩形钢筋混凝土超高层建筑横风向振动响应出初步的理论分析与算例研究。

## 1 考虑 SSI 的高层建筑横风向运动方程

考虑 SSI 效应时, 将横风向外加风力简化为各楼层高度处的集中力, 将每层质量集中在楼层高度处, 视为一个质点, 上部结构简化为  $n$  个质点。

上部结构第  $i$  个质量水平总位移为:

$$x_{ii} = \bar{x} + h_i \varphi + x_i \quad (1)$$

式中, 角标“ $f$ ”表示柔性地基,  $\bar{x}$  为基础质心的平移,  $\varphi$  为基础质心的转角,  $h_i$  为第  $i$  个质量至基础质心的高度,  $x_i$  为第  $i$  个质量相对于基础质心的位移。

上部结构  $n$  个质点的运动方程, 为

$$M \ddot{x}_i + C \dot{x}_i + K x_i = P_d(\bar{y}) \quad (2-1)$$

式中  $M$ 、 $C$ 、 $K$  分别为结构的质量、阻尼及刚度矩阵,  $x_i$  为上部各质点总位移向量,  $\bar{x}$  为上部各质点相对于基础质心的位移向量,  $P_d(\bar{y})$  为作用于上部  $n$  个质点的横风向风荷载向量,  $P_d(\bar{y}) = \{P_1(\bar{y}), P_2(\bar{y}), \dots, P_n(\bar{y})\}^T$ 。

整个结构  $x$  向的动力平衡方程与对于基础质心转动轴的力矩动力平衡方程分别为:

$$\sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i + m_0 (\ddot{\bar{x}} + h_0 \ddot{\varphi}) + Q(\bar{y}) = \sum_{i=1}^n P_{di}(\bar{y}) \quad (2-2)$$

$$\sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i h_i + m_0 (\ddot{\bar{x}} + h_0 \ddot{\varphi}) h_0 + \left( \sum_{i=1}^n I_i + J \right) \ddot{\varphi} + M(\bar{y}) = \sum_{i=1}^n P_{di}(\bar{y}) h_i \quad (2-3)$$

式中:  $h_0$  为基础质心至底面的高度,  $I_i$  为上部第  $i$  个质量关于其质心的转动惯量,  $J$  为基础关于其质心的转动惯量,  $Q(\bar{y})$ 、 $M(\bar{y})$  为基础与地基之间的相互作用力, 其与基础位移之间仅有频域中的关系:

$$\begin{cases} Q(\omega) \\ M(\omega) \end{cases} = \begin{bmatrix} K_{xx}(\omega) & K_{x\varphi}(\omega) \\ K_{\varphi x}(\omega) & K_{\varphi\varphi}(\omega) \end{bmatrix} \begin{cases} X_0(\omega) \\ \Phi(\omega) \end{cases} \quad (3)$$

式中:  $Q(\omega)$ 、 $M(\omega)$ ——基础与地基间相互作用力  $Q(\bar{y})$ 、 $M(\bar{y})$  在频域内的幅值;

$X_0(\omega)$ 、 $\Phi(\omega)$ ——由地基变形引起的基底位移  $\bar{x}(\bar{y})$ 、 $\varphi(\bar{y})$  在频域中的幅值;

$K_{xx}(\omega)$ 、 $K_{x\varphi}(\omega)$ 、 $K_{\varphi\varphi}(\omega)$ ——即为地基的阻抗函数, 是频率相关的。

方程组 (2) 为  $n+2$  个联立方程, 由于基础提供的水平反力和弯矩包含了地基的阻尼力, 而阻尼力与基础的位移间只有频域的关系, 方程必须在频域内求解。由于基础的平动与转动位移, 正交振型不存在了, 振型分解法也就不再适用。

### 2 频率响应函数的求解

#### 2.1 上部各质点相对于基础质心的位移向量频响函数的确定

频率域的求解关键在于频响函数的确定,对本文多自由度体系而言,单位幅值简谐输入是指在计算时令其他的输入为零,只讨论第  $i$  个输入为单位幅值简谐输入  $e^i$  代替真实输入时的  $n+2$  个输出响应,该输入

$$\begin{bmatrix} (-\omega^2 [M] + \dot{\omega} [C] + [K]) & -\omega^2 [M] 1 \\ -\omega^2 \{m\}^T & K_{xx}(\omega) - (m_0 + \sum m_i)\omega^2 \\ -\omega^2 \{mh\}^T & K_{\varphi x}(\omega) - (m_0 h + \sum m_i h_i)\omega^2 \end{bmatrix}$$

式中:  $1=[1, 1, \dots, 1]^T$ ,  $h=[h_1, h_2, \dots, h_n]^T$ . (7)

令  $A(\omega)$  代表式 (6) 等号左侧乘号前面的矩阵

$$\text{则有 } \begin{Bmatrix} \{X_f(\omega)\} \\ \{X_g(\omega)\} \\ \{\phi_i(\omega)\} \end{Bmatrix} = A(\omega)^{-1} \{I\} \quad (8)$$

式 (8) 左端幅值就是仅有输入  $P_i$  时的位移向量频率响应函数,依次输入  $P_i, i=1, 2, \dots, n+2$  将以上频域中求解结果用矩阵表示,可得  $\{\{X_f(\omega)\}, X_g(\omega), \phi(\omega)\}^T$  频响函数矩阵:

$$H(\omega) = A(\omega)^{-1} 1 = A(\omega)^{-1} \quad (9)$$

式中:  $1$  为  $(n+2) \times (n+2)$  阶单位对角矩阵.

#### 2.2 上部各质点总位移向量频响函数的确定

在频域内位移与力,上部结构各质点位移分别有下式成立:

$$\begin{Bmatrix} \{X_f(\omega)\} \\ X_g(\omega) \\ \phi(\omega) \end{Bmatrix} = H(\omega) \begin{Bmatrix} P_d(\omega) \\ R_{n+1}(\omega) \\ R_{n+2}(\omega) \end{Bmatrix} \quad (10-1)$$

$$\{X_f^t(\omega)\} = \{X_f(\omega)\} + X_g(\omega) + h\phi(\omega) \quad (10-2)$$

式中,  $h$  的含义请见式 (7), 将  $\{X_f(\omega)\}, X_g(\omega), \phi(\omega)$  各项展开得到,并注意到  $R_{n+1}(\omega)$  与  $R_{n+2}(\omega)$  分别是上部结构各集中力的合力与对基础质心的合弯矩,即

$$R_{n+1}(\omega) = \sum_{i=1}^n P_i(\omega), \quad R_{n+2}(\omega) = \sum_{i=1}^n P_i(\omega) h_i \quad (11)$$

将式 (10-1) 与 (11) 带入 (10-2), 消掉  $R_{n+1}(\omega)$  与  $R_{n+2}(\omega)$ , 整理后, 得到下式:

$$\{X_f^t(\omega)\} = H^t(\omega) P_d(\omega) \quad (12)$$

式中,  $P_d(\omega)$  为上部结构各集中力在频域中的列向量.  $H^t(\omega)$  为上部结构各质点总位移频响函数,  $H^t(\omega)$  中任意元素可由式 (8)  $H(\omega)$  中各元素线性组合得来.

用  $P_i$  表示,

$$P_i = e^i (0 \ 0 \ \dots \ 1 \ \dots \ 0 \ 0)^T = e^i 1 \quad (4)$$

$$\text{并令输出为: } \begin{Bmatrix} X_{fi}(\omega) = X_{fi}(\omega) e^i \\ X_{gi}(\omega) = X_{gi}(\omega) e^i \\ \phi_i(\omega) = \phi_i(\omega) e^i \end{Bmatrix}, \quad (5)$$

注意到 (3), 将以上 (4), (5) 两式分别代入方程组 (2), 整理后用矩阵表示

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 [M] 1 \\ K_{\varphi x}(\omega) - (m_0 h + \sum m_i h_i)\omega^2 \\ K_{\varphi \varphi}(\omega) - (J + \sum I_i + m_0 h^2 + \sum m_i h_i^2)\omega^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{X_{fi}(\omega)\} \\ X_{gi}(\omega) \\ \phi_i(\omega) \end{Bmatrix} = \{I_i\} \quad (6)$$

### 3 横风向荷载力谱矩阵的确定方法

#### 3.1 上部各层质点集中荷载功率谱的确定

由于横风向荷载的复杂性,目前高层建筑的横风向响应分析,主要依靠风洞试验进行.

在保证刚性模型测压试验和动态天平测力试验(HFFB)所得到的基底弯矩等价的前提下,近年为利用 HFFB 试验的便利性,通过辅以刚性模型测压试验总结层风荷载谱分布规律,再引入适当的假设条件,由基底弯矩功率谱导出不同高度的层风荷载互谱的研究思路<sup>[9-10-11]</sup>.

同济大学土木工程防灾国家重点实验室在大气边界层风洞完成了 11 个典型高层建筑截面形式的刚性模型同步测压试验与 15 个典型高层建筑截面形式的 HFFB 试验<sup>[11-12]</sup>, 模型数目较文献 [9-10] 仅有个别模型的数据有了较多增长.

文献 [11] 在刚性模型测压试验中发现,不同层的荷载功率谱密度曲线与基底弯矩功率谱曲线的归一化谱曲线除底层与顶层外,是比较吻合的,由此可以引入下式的假定:

$$\frac{S_M(z)}{\sigma_M^2} = \frac{S_F(f, z)}{\sigma_F^2(z)} = S'_F(z) \quad (13)$$

式中:  $\sigma_M$  为基底弯矩的均方根,  $S_F(f, z)$  为  $z$  位置单位高度的风力功率谱,  $\sigma_F(z)$  为  $z$  位置单位高度的脉动风力均方根,  $S'_F(z)$  为归一化的风力谱,  $f$  为频率 (Hz).

这一发现与国内外多项试验研究一致<sup>[9-13-14]</sup>, 最后得到任意两楼层质点,  $i$  的荷载互功率谱:

$$S_F(\omega, z, z) = \frac{S_M(\omega) I_z I_z C(z) C(z) \text{coth}(z/z)}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n I_z I_z C(z) C(z) \text{coth}(z/z)} \quad (14)$$

式中: 这里为应用方便, 已将公式中频率  $f$  换为  $\omega$ ,  $\omega$  为圆频率 rad/s,  $S_M(\omega)$  为基底弯矩功率谱密度, 由 HFFB 试验得出.  $C(z), \tilde{C}(z)$  为高度  $z$  处脉动风力系

数,  $\text{col}_k(\zeta, \zeta)$  为高度  $\zeta$  处风力的相关系数, 由刚性模型测压数据拟合表达式而得。  $\zeta_i, L_i$  分别为模型第  $i$  层的高度与第  $i$  层所占的高度方向的长度。

以上参数的具体表达式请参见文献 [ 11]。

### 3.2 考虑土—结构荷载相互作用后的输入功率谱密度矩阵

( $n+2$ )个荷载的输入功率谱密度矩阵  $S_{pp}$  可表示如下:

$$S_{pp}(\omega) = \begin{pmatrix} S_{FF}(\omega) & S_{FQ}(\omega) & S_{FM}(\omega) \\ \dots & \dots & \dots \\ S_{FQ}^T(\omega) & S_{p_{n+1}p_{n+1}}(\omega) & S_{p_{n+1}p_{n+2}}(\omega) \\ S_{FM}^T(\omega) & S_{p_{n+2}p_{n+1}}(\omega) & S_{p_{n+2}p_{n+2}}(\omega) \end{pmatrix}_{(n+2) \times (n+2)} \quad (15)$$

式中, 矩阵左上角分块矩阵为  $S_{FF}(\omega)$  为上部结构各层横风向集中力的互谱, 为一  $n \times n$  矩阵。这里忽略柔性地基情况下, 由于基础的微小运动造成上部结构风荷载与刚性地基的差异, 因而  $S_{FF}(\omega)$  的任意第  $i$  行, 第  $j$  列元素为  $S_{p_i p_j}(\omega; \zeta_i, \zeta_j)$  可由式 (15) 直接得出, 记为  $S_{p_i p_j}$

其余分块矩阵所示  $n+1$  与第  $n+2$  行与列的相应元素, 均为与基础平动与转动位移有关, 其中:

$$\begin{aligned} S_{FQ}(\omega) &= [ S_{p_1 p_{n+1}}(\omega) \quad S_{p_2 p_{n+1}}(\omega) \quad \dots \\ &\quad S_{p_n p_{n+1}}(\omega) \quad \dots \quad S_{p_n p_{n+1}}(\omega) ]^T \\ S_{FM}(\omega) &= [ S_{p_1 p_{n+2}}(\omega) \quad S_{p_2 p_{n+2}}(\omega) \quad \dots \\ &\quad S_{p_n p_{n+2}}(\omega) \quad \dots \quad S_{p_n p_{n+2}}(\omega) ]^T \end{aligned} \quad (16)$$

可以应用互相关函数与互谱密度函数的关系, 由维纳—辛钦公式导出:

$$\begin{aligned} S_{p_{n+1} p_{n+1}} &= \sum_{j=1}^n S_{p_i p_j} \quad S_{p_{n+2} p_{n+2}} = \sum_{j=1}^n S_{p_i p_j} h_j \\ S_{p_{n+1} p_{n+1}} &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n S_{p_i p_j} \\ S_{p_{n+2} p_{n+2}} &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n h_i h_j S_{p_i p_j} \\ S_{p_{n+1} p_{n+2}} &= S_{p_{n+2} p_{n+1}} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n h_j S_{p_i p_j} \end{aligned} \quad (17)$$

## 4 位移与加速度均方根的计算方法

### 4.1 上部各质点相对于基础质心的位移均方根与基础质心的刚性位移

上部各质点相对于基础质心位移响应的功率谱密度矩阵为:

$$S_{xx}(\omega) = H^*(\omega) S_{pp}(\omega) [ H(\omega) ]^T \quad (18)$$

式中  $H^*(\omega)$  是  $H(\omega)$  的复共轭矩阵。

以  $\text{diag}[ \omega^4 S_{xx}(\omega) ]$  表示以矩阵  $S_{xx}(\omega)$  的主对角线元

素组成的列向量; 以  $\text{diag}[ \omega^4 S_{xx}(\omega) ]$  表示以矩阵  $\omega^4 S_{xx}(\omega)$  的主对角线元素组成的列向量。

则各自由度的位移均方根向量<sup>[15]</sup>:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \text{diag}[ S_{xx}(\omega) ] d\omega} \quad (19)$$

### 4.2 上部结构各质点的总位移和总加速度的均方根

与 5.1 节类似, 由上部各质点的总位移的频响函数与上部各集中荷载的功率谱密度矩阵, 可以分别求出上部结构各质点的总位移和总加速度的均方根:

$$\sigma'_x = \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \text{diag}[ H^*(\omega) S_{FF}(\omega) [ H^i(\omega) ]^T ] d\omega} \quad (20)$$

$$\sigma'_x = \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \text{diag}[ \omega^4 H^*(\omega) S_{FF}(\omega) [ H^i(\omega) ]^T ] d\omega} \quad (21)$$

式中:  $H^*(\omega)$  为总位移频响函数  $H^i(\omega)$  的复共轭矩阵,  $S_{FF}(\omega)$  为式 (15) 中上部结构各层横风向集中力的互谱矩阵。

## 5 算例及参数分析

在刚性地基与柔性地基两种情况下, 计算横风向结构顶层加速度响应均方根, 比较柔性地基与刚性地基顶层位移, 来分别考虑 SS 对舒适度和顶层侧移的影响。

各算例均取平面为矩形的钢筋混凝土高层建筑结构采用桩基础, 两层地下室。除底层层高 4 m—5 m 外, 其余标准层高取为 3.1 m。基本风压取为 0.55 kN/m<sup>2</sup>。考虑到我国超高层建筑基本处于城市建筑环境中, 故算例风场类型取为 C 类。

以下 B 指迎风面房屋宽度, D 指房屋厚度, H 为房屋屋面处高度。

地基的阻抗函数这里选用 Novak 分析计算模型<sup>[3, 16]</sup>, 其基本假设为: 整个地基土分为三层; 每层土都是均匀、各向同性、线粘弹性介质; 在某一层内土的性质是不变的, 各层之间土的性质可以是不同的。

Novak 分析计算模型中, 土分为三层, 这里刚性基础范围内的土剪切波速这里记为  $v_1$ , 桩长范围内的土剪切波速记为  $v_2$ , 桩尖以下的土层剪切波速记为  $v_3$ 。

下面各图中, 刚性地基总位移即为顶层弹性位移, 刚性地基总加速度为顶层相对于基础的加速度。

#### 1) 房屋高度的影响

选取 150 m、200 m、250 m 三种高度中迎风面与房屋厚度相同的情况, 取  $B=D=50$  m。取  $v_1=200$  m/s,  $v_2=350$  m/s,  $v_3=500$  m/s, 各楼层质量分布均取  $m=1.2 \times 10^3$  kg/m<sup>2</sup>。上部结构阻尼比  $\zeta=0.05$

图 (1 a) 为考虑 SS 后, 柔性地基顶层加速度和对刚性地基的随结构高度的变化图, 由于采用不同的

结构,不同高度的加速度不呈线性变化,但可以看出,在  $H=150\text{ m}$  刚性地基与柔性地基的总加速度基本一样,在  $H\geq 200\text{ m}$  时,柔性地基总加速度的增长更为显著,这是由于柔性地基情况下,基础的转动虽然微小,但随着结构在超过  $200\text{ m}$  高度后,对顶层的平动加速度的贡献增大迅速所致,应当引起重视。

图 (1 b) 则为柔性地基顶层总位移、弹性位移分别与刚性地基相应位移的比值 (下文简称总位移比、弹性位移比) 随结构高度的变化图,可以看出,两种位移比的值随结构高度的增加而增加。 $H=150\text{ m}$  时,总位移比与弹性位移比很接近,约为  $1.02$ ,在  $H=200\text{ m}$  时,弹性位移比增至  $1.07$  而总位移比超过  $1.17$ ; 在  $H=250\text{ m}$  时,弹性位移比比值已到  $1.12$ ,总位移比略超过  $1.23$ 。这说明结构高度超过  $200\text{ m}$  后,SS对横风向弹性位移响应分析应当考虑 SSI的影响,考虑到过大的总位移对非结构构件有影响,亦应加以重视。

在计算波速范围内柔性地基总加速度最大值与最小值仅相差  $0.0015\text{ m/s}^2$ ,但柔性地基总加速度均超过刚性地基总加速度。

图 (2 b) 中,对弹性位移比的影响,则在  $v_2$  不到  $300\text{ m/s}$  时有显著的影响,不小于  $1.1$ ,在  $v_2$  增至  $350\text{ m/s}$  到  $450\text{ m/s}$  这一比值稳定在  $1.07$  左右; 在  $v_2$  增至  $500\text{ m/s}$  以上时,这一比值降至  $1.05$  以下。尽管总位移比则随波速的增加由  $1.24$  降至  $1.12$  但仍然较大。

### 3) 上部结构阻尼的影响

混凝土结构阻尼比一般取  $0.05$  实际上超高层建筑的实测阻尼比一般小于  $0.05^{[17]}$ ,这里不妨讨论  $\zeta=0.01\sim 0.05$ 。

图 (3) 仍以  $200\text{ m}$  高,  $B\times D=50\text{ m}\times 50\text{ m}$  结构为例,  $m=12\times 10^3\text{ kg/m}^2$ , 计算中取  $\gamma=200\text{ m/s}$ ,  $v_2=350\text{ m/s}$ ,  $v_3=500\text{ m/s}$ 。

图 (3 a) 中结构阻尼比增大,刚柔两类地基顶层加速度均随之减少。在  $\zeta<0.042$  时,柔性地基加速度反而小于刚性地基加速度,这时不考虑 SSI对加速度而言是有利的。

图 (3 b) 总位移比与弹性位移比都随  $\zeta$  的增加而增加,两条曲线基本平行,在  $\zeta=0.01$  时,两类位移比均小于  $1$ 。对弹性位移比,在  $\zeta=0.02$  时略超过  $1$ ,在  $\zeta=0.05$  时略小于  $1.08$ 。而对总位移比,随  $\zeta$  的增加,在  $0.98\sim 1.18$  变化。可见应当引起注意,在结构阻尼比大时 SSI对弹性位移比与总位移比的影响反而加大,这一现象的机理还有待进一步研究。

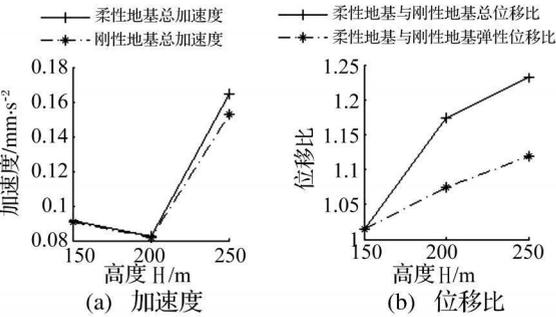


图 1 结构顶层加速度与位移比值随高度变化曲线

### 2) 地基土波速的影响

计算表明,对位移的影响,主要是  $v_2$  即桩基所在土层剪切波速的影响; 对加速度的影响,主要是  $v_3$ , 其次是  $v_2$ , 即承台所在土层的剪切波速影响。桩尖以下土的影响微小,可以忽略。

图 2 以  $200\text{ m}$  高结构为例,讨论  $v_2$  的影响,在  $v_2=250\text{ m/s}\sim 500\text{ m/s}$  间变化,计算取  $B=D=50\text{ m}$ ,  $\gamma=200\text{ m/s}$ ,  $v_3=500\text{ m/s}$ ,  $m=1.2\times 10^3\text{ kg/m}^2$ ,  $\zeta=0.05$ 。

图 (2 a) 中,随  $v_2$  的增加,柔性地基总加速度呈小幅锯齿状变化,在  $v_2=450\text{ m/s}$  时达到峰值,随后减少,

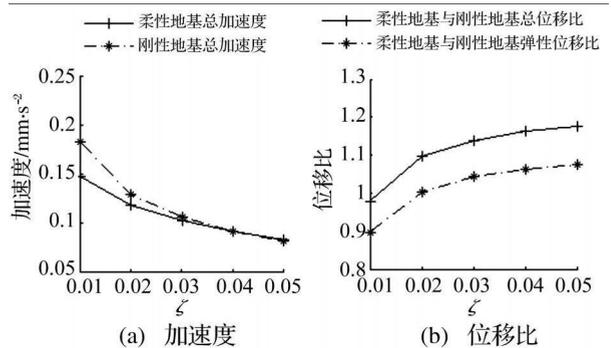


图 3 结构顶层加速度与位移比值随阻尼比  $\zeta$  变化曲线

其他因素对 SSI效应的影响较小,这里不一一列出。

## 6 结论与建议

根据风洞试验得出的横风向荷载功率谱密度公式,推导出考虑土 结构相互作用的荷载功率谱密度矩阵公式,算例分析结构顶层的横风向弹性位移、总位移和顶层加速度后有:

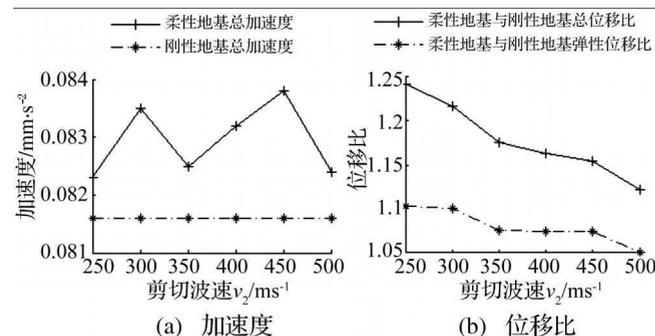


图 2 结构顶层加速度与位移比值随剪切波速  $v_2$  变化曲线

(下转第 178 页)

- [ 9 ] 史东锋, 屈梁生. 转子横向裂纹故障的诊断信息提取 [ J ]. 化工机械, 1998 25(5): 275—279
- [ 10 ] 徐 敏, 等编. 设备故障诊断手册 [ M ]. 西安交通大学出版社, 1998 10
- [ 11 ] 李允公, 刘 杰, 等. 呼吸裂纹故障动力特性及特征提取方法的研究 [ J ]. 振动与冲击, 2004 23(3): 37—41
- [ 12 ] 和兴锁, 李信真, 王争国. 裂纹转子的振动响应研究. 固体力学学报 [ J ], 1994 11(2): 96—100
- [ 13 ] 杨积东, 徐培民, 闻邦椿. 裂纹转子分岔、混沌行为研究 [ J ]. 固体力学学报, 2002 23(1): 115—119
- [ 14 ] 曾 复, 吴昭同, 严拱标. 裂纹转子的分岔与混沌特性分析 [ J ]. 振动与冲击, 2000 19(1): 40—42
- [ 15 ] 石田幸男, 井上刚志. 周期的加振によるロータクラックの検出 [ J ]. 日本机械学会论文集, 2003 (C), 70(692): 895—902

### (上接第 155页)

1) 不论各土层的波速如何变化, 对上部结构阻尼比大于 0.02 的结构, 考虑土 结构相互作用后, 柔性地基的横风向顶层弹性位移比刚性地基情况增大; 结构顶层总位移超过相应刚性地基位移, 在超高层设计中需注意非结构构件可能由此产生的变形问题。

2) 当阻尼比取值为 0.05 时, 这也是我国规范对混凝土结构阻尼比的规定值, 房屋超过 200m 时, 则柔性地基顶层总加速度比刚性地基加速度增长较多, 房屋的居住舒适度要显著降低。

3) 上部结构阻尼比小于 0.042 时, 横风向顶层加速度响应不需考虑土 结构相互作用, 计算结果偏于安全。

计算结果说明, 当房屋结构较高时, 横风向风振响应不考虑土 结构相互作用可能是偏于不安全的, 同时也说明, 为提高风振减振效率, 在超高层建筑横风向风振控制对土 结构相互作用的影响以重视。

### 参 考 文 献

- [ 1 ] Novak M, El Hifnawy L. Structural response to wind with soil structure interaction [ J ]. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 1988 28 (1—3): 329—338
- [ 2 ] 陈 镨, 薛松涛, 王远功, 等. 土 结构相互作用对结构风振响应的影响 [ J ]. 岩石力学与工程学报, 2003 22 (2): 2078—2084
- [ 3 ] 范存新, 陈 镨, 薛松涛. 桩 土 结构相互作用对高层建筑顺风向风振响应的影响 [ J ]. 岩石力学与工程学报, 2004 23(12): 2078—2084
- [ 4 ] Xu Y L, Kwok K C S. Wind-induced response of soil-structure damper systems [ J ]. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 1992 43 (1—3): 2057—2068
- [ 5 ] 楼梦麟, 吴京宁. 土 结构相互作用对高柔结构风振响应 TMD 控制的影响 [ J ]. 计算力学学报, 2001 18 (2): 267—271
- [ 6 ] Yoshi K Inada, Tsutomu Hirohata, Michio Iguchi. Models test on dynamic structure-structure interaction of nuclear power plant buildings [ J ]. Nuclear Engineering and Design 1999 192 205—216
- [ 7 ] 卢华喜, 梁平英, 尚守平. 成层地基 桩基 结构动力相互作用体系的计算分析 [ J ]. 岩土工程学报, 2007 29(5): 705—711
- [ 8 ] Izuru Takewaka, Noriko Takeda, Koji Uetan. Fast practical evaluation of soil-structure interaction of embedded structures [ J ]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2003 (23): 195—202
- [ 9 ] Kaogiri J, Nakamura O, Ohkuma T et al. Wind-induced lateral-torsional motion of a tall building [ J ]. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 1992 42 (1—3): 1127—1137
- [ 10 ] Ohkuma T, Manikawa H. Simulation method of simultaneous time-series of multi-local wind forces on tall buildings by using dynamic balance data [ J ]. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 1995 (54—55): 115—123
- [ 11 ] 唐 意. 弯扭耦合高层建筑风致振动及静力等效风荷载研究 [ D ]. [学位论文]. 同济大学: 2006
- [ 12 ] Gu M, Quan Y. Across-wind loads of typical tall buildings [ J ]. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 2004 92(13): 1147—1165
- [ 13 ] Ning Lij, Chris Letchford, Yukio Tamura et al. Characteristics of wind forces acting on tall buildings [ J ]. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 2005 93 (3): 217—242
- [ 14 ] 顾 明, 叶 丰. 高层建筑的横风向激励特性和计算模型的研究. 土木工程学报, 2006 39(2): 1—5
- [ 15 ] 刘延柱, 陈文良, 陈立群. 振动力学 [ M ]. 北京: 高等教育出版社, 2003 262—292
- [ 16 ] 俞载道, 付公康. 桩 土 高层框剪特性结构动力相互作用分析 [ J ]. 同济大学学报, 1984 (1): 66—79
- [ 17 ] Naoki Saito, Ken-ichi Suda, et al. Damping Evaluation using Full-scale data of buildings in Japan [ J ]. Structure Engineering 2003 129(4): 470—477

Piezoelectric sensor. Aiming at the optimization of piezoelectric torsional actuator and piezoelectric sensor bonded onto the smart bar, a profound torsional vibration investigation of the smart bar is performed. Dynamic equations of the smart bar system is theoretically derived using Lagrange equation and the assumed mode method, and the state space expression of the dynamic system is developed. The smart bar is divided into several position units, the maximum dissipative energy is chosen as the optimization criterion, optimal placement of piezoelectric torsional actuator/sensor and optimal feedback gain are obtained using genetic algorithm. The results show that the obtained optimal position and the optimal feedback gain are reasonable. The actuator/sensor is bonded onto the optimal position and a closed loop control is implemented using the optimal feedback gain, significant torsional vibration suppression is obtained.

Key words: torsional vibration; genetic algorithm; smart bar; feedback; piezoelectric torsional actuator

(PP: 148—151)

## DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS OF A HIGHRISE BUILDING SUBJECTED TO ACROSS-WIND LOAD CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

LI An yong<sup>2</sup>, CHEN Rong<sup>2</sup>, XUE Song tao<sup>3</sup>, TANG He sheng

(1. Research Institution of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China

2. Department of Civil Engineering, USIS, Suzhou 215011, China

3. Department of Architecture, School of Science and Engineering, Kinki University, Osaka 577-8502, Japan)

Abstract: The power spectrum density (PSD) of across wind load and the frequency response function of a highrise building considering soil structure interaction (SSI) are deduced using the PSD of across wind load from the wind tunnel test. The formula of the highrise building response to across wind load is then derived using the random vibration theory. Numerical examples show that the height of the tall building, the shear wave speed of the soil and the damping ratio of the upper structure have different effects on the elastic displacement, the total displacement and the total acceleration of the roof. Evaluation results also show that it is not always conservative to consider SSI in the analysis of the tall building response to across wind. Some useful suggestions are given for different types of response. The range of the damping ratio of the upper structure that does not need to consider SSI is proposed.

Key words: highrise building; across wind; soil structure interaction (SSI); power spectrum density (PSD); wind-induced vibration

(PP: 152—155, 178)

## ACTIVE VIBRATION CONTROL OF OFFSHORE PLATFORMS USING SUPPORT VECTOR MACHINE

CUI Hong yu, ZHAO De you

(Department of Naval Architecture, Dalian University of Technology, Dalian 116085, China)

Abstract: An offshore platform works long-term in a very tough natural environment. The platform is prone to excessive vibration under uncertain external forces. Ideal vibration control effect can not be achieved with traditional active and passive control methods. Support vector machines are characterized by their distinctive superiorities in solving small sample, non-linear problems. Predictive inverse control method based on a support vector machine as a regression tool can be adopted to approximate the inverse plant model. Then, the model is copied as the adaptive predictive inverse controller to control the excessive vibration of an offshore platform structure under wave load and wind load. Simulation results indicate that the method is feasible and effective.

Key words: offshore platform; support vector machine; dynamic stiffness matrix; adaptive predictive inverse control; wave load; wind load

(PP: 156—160)