

# 高层建筑风振时地基土材料阻尼比取值范围的初探

李安勇<sup>1,2</sup>, 陈 镒<sup>1</sup>, 薛松涛<sup>1,3</sup>, 唐和生<sup>1</sup>, 吕 鹏<sup>1</sup>

(1. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 苏州科技学院 土木系, 苏州 215011;  
3. 日本近畿大学 理工学部建筑学科, 日本大阪 577-8502)

**摘要:** 高层建筑风振响应分析中考虑土与结构相互作用后地基土的材料阻尼比幅值是多少, 这是考虑土与结构相互作用对高层建筑结构风振响应有利还是不利的关键问题。通过对无桩基桩架-剪力墙结构的顺风向风振响应分析, 发现考虑土-结构相互作用时结构基础底面土体的动剪应变幅值处于弹性应变范围, 根据土动力学中土的动剪应变与土的阻尼比的关系, 土体的材料阻尼比较小, 其值不超过 0.03, 据此计算出相应的结构最大层间位移和结构顶层的最大加速度比将地基视为刚性的结构有较大增长; 因此, 在高层结构风振响应分析中应考虑土-结构相互作用的影响。文章通过实例分析给出无桩基高层建筑土体材料阻尼比的建议值, 该研究为有桩基高层建筑的土体材料阻尼比的计算提供了借鉴。

**关键词:** 土-结构相互作用; 高层建筑; 风振响应; 土动力学; 动剪应变; 材料阻尼比

**中图分类号:** TU311.3, TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 0254-0053(2008)03-455-7

## Preliminary Study of Material Damping Ratio Range for Foundation Soil of High Rise Building under Wind Induced Vibration

LI An-yong<sup>1,2</sup>, CHEN Rong<sup>1</sup>, XUE Song-tao<sup>1,3</sup>, TANG He-sheng<sup>1</sup>, LÜ Peng<sup>1</sup>

(1. Research Institution of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China;  
2. Department of Civil Engineering, USTC, Suzhou 215011, China;  
3. Department of Architecture, School of Science and Engineering, Kinki University, Osaka 577-8502, Japan)

**Abstract:** After considering soil-structure interaction (SSI) effects to the along-wind vibration response of high-rise building, the range of material damping ratio of foundation Soils is the key factor whether the effect of SSI is favorable or not for the response of the structure under wind induced vibration. After analyzing the response of frame-shear wall structures without piles under the along-wind induced vibration considering soil-structure interaction, it is found that the dynamic shear strain of the soil is in elastic range. According to the relationship between the damping ratio and shear strain the material damping ratio of foundation Soils is less than 0.03, and the corresponding maximum story displacement and the acceleration response is greater than that when the soil foundation is considered as rigid. For the safety of high-rise structures, the effect of SSI should be considered to analyze the response of frame-shear wall structures without piles under wind induced vibration. The suggested value of material damping ratio for the soil of this kind structure was given. The analytic approach provides useful reference for more higher structures with piles.

**Key words:** soil-structure interaction; high rise building; wind induced vibration; soil dynamics; dynamic shear strain; material damping ratio

收稿日期: 2007-06-27

作者简介: 李安勇 (1971-), 男, 湖南常德人, 博士生, 研究方向: 结构振动与健康监测。

在地震工程中考虑土-结构相互作用 (SSI) 效应后, 一般认为对结构是有利的, 大多数结构的地震响应会减少<sup>[1]</sup>。但考虑 SSI 对高层建筑结构风振响应有利还是不利尚未有定论, 其分歧的关键在于脉动风致振动时地基土的材料阻尼比的确定问题。土的材料阻尼比是结构动力响应计算的一个关键问题, 在结构地震响应中, 土的材料阻尼比的理论与试验研究均取得了较为丰富的成果, 并仍在不断发展中<sup>[2~11]</sup>。

然而迄今为止, 在风工程领域, 尚无人进行这方面的研究。在地震工程中, 地基基础的运动被认为是以初始静平衡位置为中心的往复振动<sup>[3,12]</sup>, 而风荷载通常被视为长周期的静力风 (或称平均风) 与短周期的动力风 (或称脉动风) 的共同作用, 结构的响应则为平均风下的静力响应与脉动风下的动力响应之和<sup>[13]</sup>。由此可见在地震与风振时, 在地基中能量的耗散是不一样的 (见图 1), 由图 1 可知, 即使地震与风振时基础的最大振幅相同, 但风振时地基土中能量的耗散要远小于地震时的能量耗散。因此, 在风振中当考虑 SSI 后, 地基土材料的阻尼比不能照搬地震工程中的取值, 应当专门进行研究。

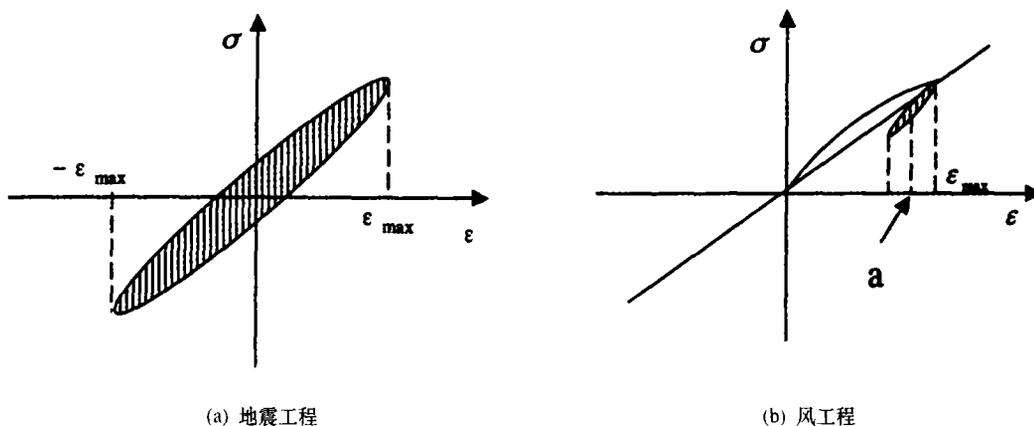


图 1 应力-应变滞回曲线

Fig. 1 Hysteresis loop and damping ratio

本文依据土动力学试验结果对无桩基高层建筑风振时基底土材料阻尼比的取值范围进行了初步研究, 给出了建议值, 并对结构风振时最大层间位移和结构顶点加速度进行了分析研究。

### 1 土的材料阻尼比与土体动剪应变的关系

土体的动力性状与土动应变幅值的大小有关, 土的材料阻尼比是随土体剪应变增大而增大, 通常动剪应变以  $10^{-4}$  应变量级作为大小应变量级的界限, 若动应变幅为  $10^{-4} \sim 10^{-6}$  量级, 则土体处于弹性状态, 动应变幅值为  $10^{-4} \sim 10^{-2}$  量级, 则土体处于塑性状态<sup>[4,5]</sup>, 地震工程研究土体的动剪应变在  $10^{-4} \sim 10^{-2}$  量级<sup>[3,6]</sup>, 但在风振时, 地基土的动剪应变的范围还无人研究, 本文将对此作出初步判断。

国内外关于土材料阻尼比研究资料的对比表明, 结果离散性较大。这是由于客观上土很复杂, 仪器、方法、试验条件和数据分析方法等因素影响又很大所引起的。尽管如此, 其中还是有一些规律性的结果。

当土体的剪应变超过  $10^{-4}$  数量级时, 国内外已有的动三轴试验仪器能较准确的测出土的应力-应变滞回曲线, 从而得出土材料阻尼比-剪应变关系曲线。

若土体剪应变在  $10^{-6} \sim 10^{-4}$  数量级间, 由于应变微小, 按目前的技术水平由动三轴试验得出土的应力-应变滞回曲线较为困难, 改由共振柱试验测得阻尼比, 但目前共振柱测试仪器在这一范围准确测量仍有困难, 土体阻尼比的量测结果离散较大。根据国内共振柱试验适用动剪应变  $10^{-5} \sim 10^{-3}$  范围算得的阻尼比在

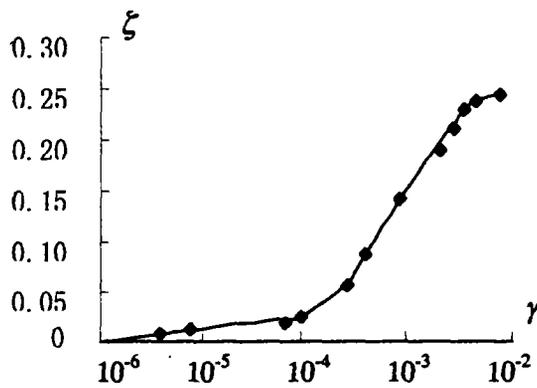


图 2 上海软粘土阻尼比与剪应变的关系  
Fig. 2 Shanghai clayey soil's relationship between damping ratio and shear strain

0.003~0.03 范围内<sup>[5]</sup>, $10^{-4}$ 应变量级以下土的阻尼比虽没有单独给出,但考虑到统计动剪应变的测试范围达到了 $10^{-3}$ 量级,其测试值上限应不超过0.03。

文献[7]对上海地区软粘土在应变 $10^{-4}$ 量级以下共振柱试验结果,见图2<sup>[7]</sup>,图中 $\zeta$ 为土的材料阻尼比。由图2可见,剪应变在 $10^{-6}$ 时,土体的阻尼比接近于零;剪应变为 $10^{-4}$ 时土体的阻尼比则不到0.03,在 $10^{-5}$ 则更小,不到2%,这和文献[3]指出粘性土和砂土在微小应变时的阻尼比小于2%~3%是一致的;文献[9]对日本5处地方剪应变 $10^{-4}$ 量级以下土的阻尼比的试验结果均不超过0.03<sup>[8]</sup>,国内外很多其他文献也有类似的结论<sup>[2,9,10]</sup>。也有研究认为当应变量级很小( $<10^{-4}$ ),阻尼比接近于零,计算中可以不考虑材料阻尼的影响,视土为弹性<sup>[11]</sup>。

考虑SSI后计算结构的风振响应,基础土体的动剪应变的大小决定了土体材料阻尼比的大小,而该阻尼比的大小是判断SSI对结构风振响应是有利还是不利的重要参数,因此必须首先解决风振时土体动剪应变的计算问题。

## 2 考虑SSI顺风向风振响应时土体材料阻尼比求解方法

### 2.1 风振响应运动方程与求解

当考虑SSI效应时,只考虑结构在 $x-z$ 平面内顺风向脉动风荷载作用下的运动,在不计质量的竖向运动时体系运动方程为<sup>[14]</sup>

$$\begin{aligned} M\ddot{\mathbf{x}}_f + C\dot{\mathbf{x}}_f + K\mathbf{x}_f &= P_d(t) \\ \sum m_i \ddot{x}_{fi}^t + m_0(\ddot{x}_0 + h_0 \ddot{\varphi}) + Q(t) &= \sum p_{di}(t) \\ \sum m_i \ddot{x}_{fi}^t h_i + m_0(\ddot{x}_0 + h_0 \ddot{\varphi}) h_0 + (\sum I_i + I_0) \ddot{\varphi} + M(t) &= \sum p_{di}(t) h_i \end{aligned} \tag{1}$$

方程组第一式为上部结构的运动方程,第二式为整个结构 $x$ 向的动力平衡方程,第三式为整个结构对于基础底面转动轴的力矩动力平衡方程。

式中 $M$ 、 $C$ 、 $K$ 分别为结构的质量、阻尼及刚度矩阵。 $P_d(t)$ 为作用于各质量上的脉动风荷载向量。 $\mathbf{x}_f^t$ 为总位移向量,角标“ $f$ ”表示柔性地基,即考虑SSI效应, $x_{fi}^t = x_0 + h_i \varphi + x_{fi}$ , $h_0$ 为基础质心至底面的高度, $h_i$ 为质量 $m_i$ 至基础底面的高度, $I_i$ 为质量 $m_i$ 关于其质心的转动惯量( $i=0,1,\dots,n$ ), $x_0$ 为基础质心由于地基变形引起的水平位移, $\varphi$ 为基础质心由于地基变形引起的转角, $Q(t)$ 、 $M(t)$ 为基础与地基之间的相互作用力。由于结构基础与地基之间相互作用力与基础位移之间仅有频域中的关系,方程求解应在频域中进行,其他具体方程字母的含义、求解与地基的阻抗函数请参见文献[14]。

(1)式求解后,即可得结构考虑SSI效应的频率响应函数 $\mathbf{X}_f(\omega)$ 、 $\mathbf{X}_0(\omega)$ 及中 $\Phi(\omega)$ ,总位移的频率响应函数为

$$\mathbf{X}_f^t(\omega) = \mathbf{X}_f(\omega) + \mathbf{I}\mathbf{X}_0(\omega) + \mathbf{h}\Phi(\omega) \tag{2}$$

式中 $\mathbf{I} = [1, 1, \dots, 1]^T$ ,  $\mathbf{h} = [h_1, h_2, \dots, h_n]^T$ 。

考虑到本文计算最大高度为60米,高度并不大,且本文是初步探讨,计算中暂时忽略了风压空间相关性,于是各质量位移响应和加速度响应的根方差 $\sigma_{x_i}$ 和 $\sigma_{\dot{x}_i}$ 为

$$\begin{aligned} \sigma_{x_i} &= \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |X_{fi}^t(\omega)|^2 S_r(\omega) d\omega} \\ \sigma_{\dot{x}_i} &= \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \omega^4 |X_{fi}^t(\omega)|^2 S_c(\omega) d\omega} \end{aligned} \tag{3}$$

式中 $S_r(\omega)$ 为风速谱密度函数,本文计算采用不随高度变化的Davenport谱。

### 2.2 风振响应基底剪应变的计算

这里应当注意,考虑SSI后已不存在经典的振型,故这部分的计算不同于传统的振型分解法。

现在的计算分为以下两步,即分别计算平均风与脉动风的响应,然后再组合得到总响应。

由下图3可知,脉动风作用下结构的“振型”与刚性地基时完全不一样,考虑SSI后第一“振型”的计算

往往用相互作用体系在第一频率  $\omega_1$  做“自由振动”时各集中质量的位移值来表示,此时静平衡位置是体系在平均风作用下的静平衡位置,与刚性地基时不一样。

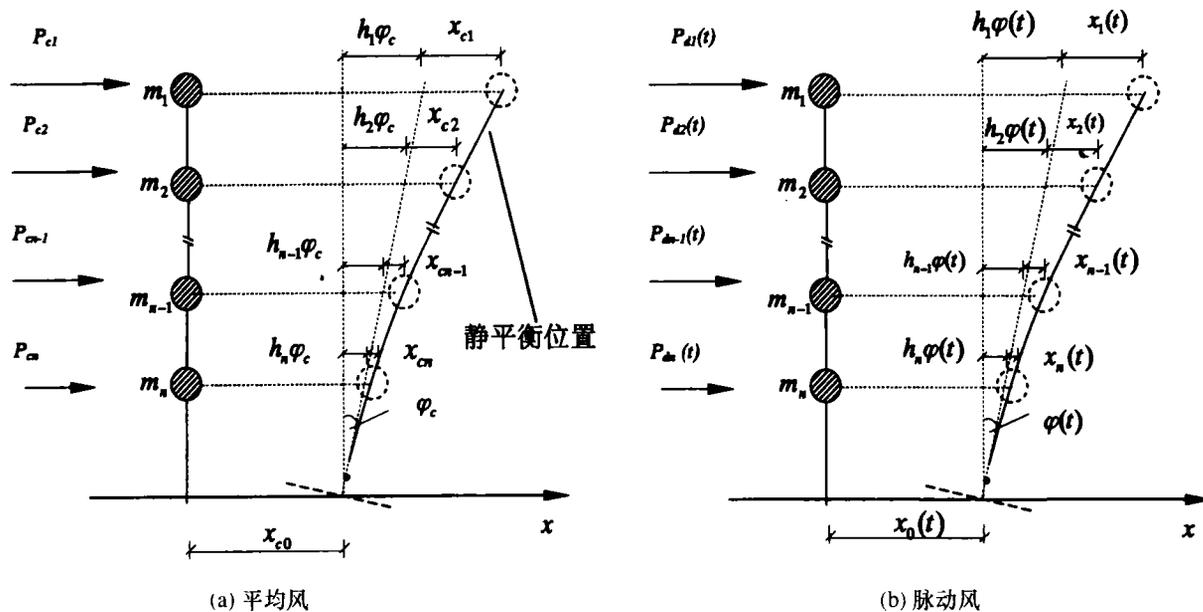


图 3 考虑 SSI 后结构在平均风和脉动风作用下的变形示意图

Fig. 3 Structure displacement under the mean wind load and fluctuating wind load considering SSI

2.2.1 脉动风作用下基底平均剪应变的计算

各质点处的等效静力风荷载可视为按  $\omega_1$  自由振动时的该振型的惯性力的作用,对高层建筑,风振时一般只考虑第一振型。因此第  $i$  层的集中动力风荷载的等效静力风荷载幅值可表示为<sup>[15,16]</sup>:

$$P_d(i) = m_i \omega_1^2 g \sigma_{x1}(i) \tag{4}$$

式中  $m_i$  为第  $i$  层处的集中质量;  $g$  为工程设计时采用的保证系数,本处并非设计,不考虑保证系数,故取  $g = 1.0$ ;  $\sigma_{x1}(i)$  为第一振型、第  $i$  层高度处的脉动风作用下的位移响应根方差。则基础底面脉动风作用下的剪力之和为

$$F_d = \sum_{i=1}^n P_d(i) \tag{5}$$

基础底面脉动风作用下的平均剪应变  $\gamma_d$  幅值则为

$$\gamma_d = \frac{F_d}{AG} \tag{6}$$

式中  $G, A$  分别是基础底面土的剪切模量和基础的底面积。

2.2.2 静力风(平均风)作用下基底平均剪应变的计算

第  $i$  楼层高度处的静力风荷载为  $P_{ci}$

$$P_{ci} = \mu_s \mu_z w_0 A_i \tag{7}$$

式中  $\mu_s, \mu_z, w_0$  分别为风荷载体形系数,风压高度系数,基本风压,  $A_i$  为第  $i$  层的受风面积。

基础底面静力风作用下的土体平均剪应变为

$$\gamma_c = \frac{\sum_{i=1}^n P_{ci}}{AG} \tag{8}$$

2.2.3 基底总平均剪应变

基底土体平均总剪应变应当为脉动风与静力风作用下土体平均剪应变之和,即

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_d \tag{9}$$

2.3 地基土材料阻尼比的计算

按图 1b,结构风致振动引起的基础振动应当是在平均风引起的结构基础静平衡位置(即图 1b 中的 a

点)附近的振动,其平均剪应变幅值  $\gamma_d$  应当为脉动风引起的。阻尼比应当由  $\gamma_d$  按图 2 计算。这里为了对比,还按土的平均总剪应变  $\gamma_t$  按图 2 进行了计算。

### 3 算例分析

这里选用弯剪型钢筋混凝土框架-剪力墙结构为例。基本风压取为  $0.55\text{kN/m}^2$ 。结构各层的平面布置见图 4,结构平面尺寸为  $24\text{m} \times 24\text{m}$ ,楼面荷载标准值按  $12\text{kN/m}^2$  计;边柱断面取  $0.45\text{m} \times 0.45\text{m}$ ,中柱取为  $0.55\text{m} \times 0.55\text{m}$ ;内部混凝土墙厚  $250\text{mm}$ ,外墙为  $200\text{mm}$ ,层高为  $3.0\text{m}$ ;拟对 8 层,12 层,16 层及 20 层的结构进行计算。为了便于对比,计算中各楼层质量相同,柱的刚度相同,且不随楼层的增减改变。基础考虑取为箱形,作为刚性基础处理。基础高为  $4.0\text{m}$ ,不考虑埋置深度内土的作用,这样,基础的位移将大于实际值,算得的阻尼比将高于实际结果;基础底面的等效半径为  $r_0 = 13.54\text{m}$ ;土壤的重度为  $18\text{kN/m}^3$ 。

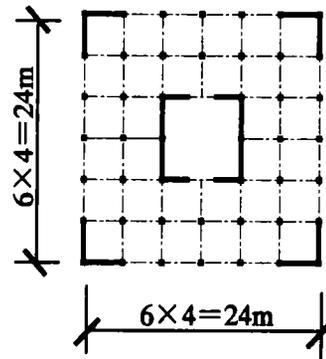


图 4 结构平面布置图

Fig. 4 Plane arrangement of structure

阻抗函数中  $\tan\delta$  体现了地基中材料阻尼比  $\zeta$  的影响,它对结构的响应产生很重要的作用,它与阻尼比的关系为

$$\tan\delta = 2\zeta \tag{10}$$

在地震时,  $\tan\delta$  常取  $0.1 \sim 0.4$ <sup>[3]</sup>;在风振响应计算时不能采用地震工程中的取值范围,可预设一个较小的  $\tan\delta$  值(如  $\tan\delta = 0.005$ ,对应的  $\zeta = 0.0025$ ),以放大风振位移,取得一个较大的地基土剪应变,从而合理估算地基土材料阻尼比  $\zeta$  最大值范围。实际计算时,为了获得较准确的土阻尼比,应当进行迭代计算。即先预计一个较小的阻尼比  $\zeta^{(0)}$ ,然后按式(1)计算体系的风振响应,求得基础位移。按图(2)得到新的阻尼比  $\zeta^{(1)}$ ;然后重复上述步骤  $m$  次,当  $|\zeta^{(m)} - \zeta^{(m-1)}| \leq \epsilon$ 。  $\epsilon$  为预先设定的一个小值,即可停止迭代,此时的  $\zeta^{(m)}$  即土的最终阻尼比值。

#### 3.1 不同层数结构的地基土动剪应变最大值

根据上述数据,本文计算了 8 层,12 层,16 层及 20 层结构在地基土剪切波速  $v_s$  在  $100\text{m/s} \sim 400\text{m/s}$  范围内结构风振响应。

地基土剪切波速  $v_s$  在一定程度上反映地基土的承载力<sup>[1,17]</sup>。修建上述 8~20 层结构所需地基最小承载力情况分别对应于表 1 中的最小剪切波速计算表明,对相同层数结构,  $v_s$  越小,即地基土越软弱,平均动剪应变幅值越大,在这个最小剪切波速情况下求得的基底土平均应变幅值即为地基土最大应变幅值。

从表 1 可看出,所求的最大平均剪应变幅值均不超过  $10^{-4}$  量级,而属于  $10^{-5}$  量级,反映结构振幅大小的脉动风平均剪应变幅值就更小一些。由于这里计算中未考虑基础侧面土的影响,且预设  $\tan\delta = 0.005$ ,即  $\zeta = 0.0025$ ,算得  $\gamma_c, \gamma_d$  及  $\gamma_t$  均为放大后的平均剪应变值,按照上面第 2 小节动剪应变不超过  $10^{-4}$  量级,阻尼比小于 3% 的结果,可以取地基土材料阻尼比  $\zeta$  的范围为  $0.0025 \sim 0.03$ ,对应的  $\tan\delta = 0.005 \sim 0.06$ 。

表 1 不同层数结构的地基土平均动剪应变最大值

Tab.1 Maximum value of dynamic shear strain of foundaiton soils of different stories

层数	8	12	16	20
最小剪切波速 $v_s, \text{m/s}^2$	100	150	200	250
平均风平均剪应变幅值 $\gamma_c (\times 10^{-5})$	4.39	3.20	2.59	2.20
脉动风平均剪应变幅值 $\gamma_d (\times 10^{-5})$	3.17	3.19	2.65	2.23
最大平均剪应变幅值 $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_d (\times 10^{-5})$	7.56	6.40	5.23	4.43

#### 3.2 层间位移与加速度

最大层间位移是高层结构设计时的重要内力控制指标,图 5 为考虑 SSI 最大结构层间位移与地基土

为刚性时(以下称刚性地基)结构相应位移的比值,该比值记为  $K_1$ ,由图可见,该比值均大于1。

这里还考虑了剪切波速对  $K_1$  的影响。以16层结构为例,  $\tan\delta = 0.04$ , 剪切波速为200m/s、250m/s、300m/s、350m/s时,  $K_1$  分别为1.23、1.15、1.10和1.08,随剪切波速的增加,  $K_1$  的衰减趋慢,可见软土地区修建高层建筑,考虑土-结构相互作用后,结构的层间位移较刚性地基时明显增加。

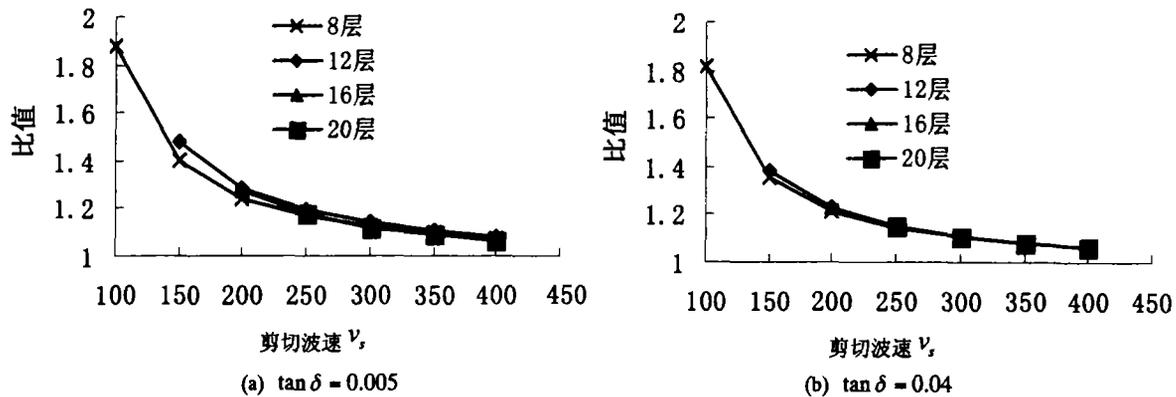


图5 不同剪切波速结构与刚性地基的最大层间位移比值

Fig. 5 The ratio of maximum story drift between SSI and rigid foundation with different  $v_s$

随  $\tan\delta(\zeta)$  的增加,仍以16层结构为例,剪切波速为200m/s时,  $\tan\delta$  为0.005、0.04和0.1对应  $\zeta$  为0.0025、0.02和0.05,  $K_1$  则分别为1.28、1.23、1.18,这说明剪切波速一定的情况下,  $\zeta$  取值对最大层间位移有较大影响,应当引起重视。

这里再考察阻尼比对高层建筑顶层加速度的影响,计算结果见图6。从图6可以看出土剪切波速越大,顶层加速度根方差增幅越小,这主要是由于波速增大,地基刚度增大,加速度中基础转动引起的加速度分量减少所致。地基土材料阻尼比对顶层绝对加速度的影响比最大层间位移稍小,以16层结构为例,刚性地基时,顶层最大加速度为  $0.0065\text{m/s}^2$ ,考虑 SSI 后,剪切波速为200m/s,  $\tan\delta$  为0.005、0.04和0.1时  $\sigma_x'$  分别为  $0.0413\text{m/s}^2$ ,  $0.0403\text{m/s}^2$ ,  $0.0389\text{m/s}^2$ ,以  $0.0413\text{m/s}^2$  为基数,随  $\tan\delta$  的增大至0.1,  $\sigma_x'$  降幅仅为6%。但与刚性地基相比,考虑 SSI 后,其顶层加速度几乎为其5倍以上。SSI 对结构风振时的舒适度有较大的影响。由这一点看,在风振时也应考虑 SSI 的影响。

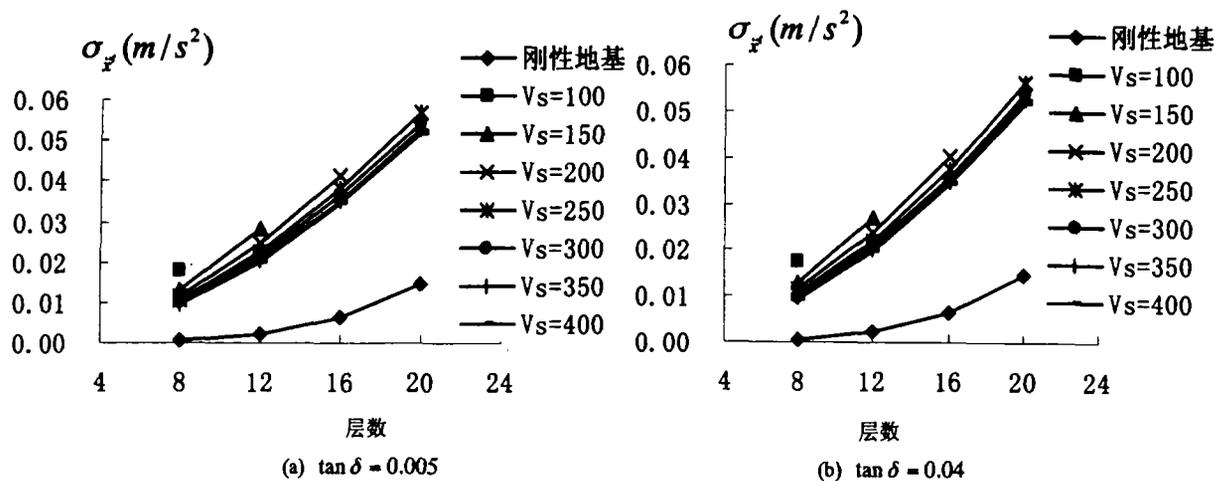


图6 不同剪切波速结构与刚性地基的顶层加速度

Fig. 6 Maximum roof acceleration of SSI and rigid foundation with different stories

需要指出的是,这里仅计算了无桩基础的高层建筑,最大高度仅20层,对于目前层数更高的高层建筑,乃至超高层建筑而言,一方面,总的风荷载将随着层数的增加会快速非线性增大;另一方面,基础的埋深也增加,这类高层建筑均至少设有一层及以上刚度很大的地下室和桩基共同抵抗水平力,因此我们不能断言对超高层建筑其地基土的动剪应变一定会增加,从而其地基土材料阻尼比一定会增加。桩基和地下

室大大增加结构抵抗水平力的能力,这已由较多桩基的水平静载试验得到验证<sup>[18]</sup>。这种情况下,其地基土的材料阻尼比应该根据承台、地下室墙体的埋入深度,侧向土和承台底面土的性质,桩径、桩长、桩数及分布,采用考虑桩基和箱型基础共同作用的阻抗函数,来综合求取地基土的动剪应变幅值,然后按前面类似的方法确定地基土的材料阻尼比。

## 4 结论

对于采用箱型基础或刚度较大筏板基础的钢筋混凝土高层建筑,对考虑相互作用体系和刚性地基体系的风振响应的分析计算对比,可以得出如下结论:

(1) 基础底面土平均动剪应变在  $10^{-5}$  量级与  $10^{-4}$  量级之间,地基土处于弹性状态,且随结构层数、软弱土的波速增加,平均动剪应变幅值降低较快,相应基底土的材料阻尼比也随之下降。计算表明,风振响应时不能套用地震工程的地基土材料阻尼比,建议取值不超过 3%。

(2) 考虑相互作用后结构最大层间位移、顶层绝对加速度比刚性地基体系有较大幅度增加,说明结构的内力增加,舒适度降低。因此,为安全及舒适起见,在软土地区修建高层建筑时应按土-结构相互作用体系进行抗风设计。在进行动力计算时,地基土的材料阻尼比应该按风振时的地基土材料阻尼比取值。

本文材料阻尼比的计算方法可以作为有桩基高层建筑计算的基础,通过采用考虑桩基和箱型基础共同作用的阻抗函数,计算出土体的动剪应变最大幅值,从而可以确定有桩基高层建筑结构风致振动时土的材料阻尼比取值范围。

### 参考文献:

- [1] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计设计规范 GB 50011-2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001: 38 - 39, 22.
- [2] 尚守平, 刘方成, 王海东. 基于阻尼的地震循环荷载作用下黏土非线性模型[J]. 土木工程学报, 2007, 40(3): 74 - 82.
- [3] 尚守平, 卢华喜, 任慧, 等. 动荷载作用下土阻尼比的试验对比研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(2): 161 - 164.
- [4] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000, 514 - 515.
- [5] 王杰贤. 动力地基与基础[M]. 北京: 科学出版社, 2001, 1 - 3, 97 - 101.
- [6] 市原松平. 地震时土的动力特性, 地震工程译文集[M]. 北京: 地震出版社, 1978, 153 - 155.
- [7] 黄雨, 陈竹昌, 周红波. 上海软土的动力计算模型[J]. 同济大学学报, 2000, 28(3): 359 - 363.
- [8] Ghayamghamian M R, Kawakami H. On-site nonlinear hysteresis curves and dynamic soil properties[J]. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, 126(6): 543 - 555.
- [9] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1997, 323 - 325.
- [10] 卢廷浩, 刘祖德. 高等土力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2006, 319 - 326.
- [11] 谢定义. 土动力学[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1988, 189.
- [12] Veletsos A S, Verbic B. Vibration of viscoelastic foundations[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1973, 2(1): 87 - 102.
- [13] Simiu E, Scanlan R H. Wind Effects on Structures (Third Edition)[M]. John Wiley & Sons, Inc, 1996, 327 - 382.
- [14] 陈镛, 薛松涛, 王远功, 等. 土-结构相互作用对结构风振的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(2): 309 - 316.
- [15] 黄本才. 结构抗风原理及应用[M]. 上海: 同济大学出版社, 2001: 58 - 59.
- [16] 王国砚. 基于等效风振力的结构风振内力计算[J]. 建筑结构, 2004, 34(7): 36 - 38.
- [17] 袁钟. 以剪切波速评价岩土工程特性[J]. 港工技术, 2003, (4): 48 - 51.
- [18] 中华人民共和国行业标准. 建筑桩基技术规范 JGJ 94-94[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995, 200 - 203.