

土层非线性非平稳有效应力 动力响应可靠度分析

潘晓东^{1,2}, 蔡袁强¹, 胡敏云²

(1. 浙江大学 建筑工程学院, 浙江 杭州 310027; 2. 浙江工业大学 建筑工程学院, 浙江 杭州 310032)

摘要: 在非平稳一致地震输入下对非线性土层进行了有效应力动力响应可靠度分析。通过虚拟激励法, 将非平稳地震加速度功率谱密度作为基岩上的虚拟输入, 并利用 Hardin-Drnevich 双曲线模型考虑土层的非线性特性, 迭代计算得到土单元的剪切模量与阻尼比。在此基础上, 运用有限元方法对土层进行了地震响应分析, 通过比较 4 种方法获得等效峰值剪应力和剪应变来计算等效动力剪切模量和振动孔压。结果表明, 采用基于概率平均法的插值方法与确定性分析所得的平均值较为接近, 说明由于孔压的不断上升与土层有效应力的降低, 可液化地基的地震响应变为非平稳随机过程。

关键词: 土力学; 非平稳; 非线性; 有效应力; 可靠度; 动力响应

中图分类号: TU 435

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2005)22 - 4172 - 08

NONSTATIONARY PROBABILISTIC DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS OF EFFECTIVE STRESS OF NONLINEAR SOIL PROFILE

PAN Xiao-dong^{1, 2}, CAI Yuan-qiang¹, HU Min-yun²

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310032, China)

Abstract: The nonstationary probabilistic seismic response was carried out via pseudo excitation algorithm combined with finite element method under uniform nonstationary seismic environment. The evolutionary power spectral density (PSD) of acceleration at the engineering bedrock was handled as the nonstationary pseudo input. Shear modulus and damping ratio were obtained iteratively from the Hardin-Drnevich constitute relationship accounting for the nonlinearity of soil and the effect of pore pressure. Also, the performance of four techniques, using different approximations to estimate the equivalent peak value of shear stress and strain, were investigated for the purpose of determining the equivalent shear modulus, damping and excess pore water pressure induced by seismic loading, in which the equivalent peak value is computed in terms of its standard deviation and the corresponding peak factor. It is found that the interpolation method based on probabilistic average approach is appropriate compared to the deterministic method. The analytic results indicate that the dynamic response of liquefiable soil is time-dependent due to the cumulation of the excess water pore pressure and should be considered as nonstationary process.

Key words: soil mechanics; nonstationary; nonlinearity; effective stress; probability; dynamic response

收稿日期: 2004 - 06 - 10; **修回日期:** 2004 - 08 - 30

作者简介: 潘晓东(1977 -), 男, 博士, 1999年毕业于浙江大学工业与民用建筑专业, 主要从事地震液化与抗震工程方面的教学与研究工作。E-mail: panxd@126.com。

1 引言

对可液化地基动力问题的研究中, 很少涉及到地震发生的不确定性和不可重复性。当有较多的地震加速度记录时, 则可建立随机震动模型, 用随机分析的方法来计算地基的动力响应, 这比用单一的地震加速度记录能更全面地反映地震的本质。可液化地基在地震作用下, 随着孔压的不断上升, 在某瞬时由于孔压的突然升高而使有效应力骤然降低, 发生地震液化现象, 地基中的各种动力响应为非平稳过程。虽然在地震历时地基不反生液化, 但地基刚度随着有效应力的降低在时间上亦不断变化, 动力响应也势必随着时间不断变化。以往对于非液化地基纯粹从频域上研究地基的平稳动力响应的方法就不能直接运用于可液化地基的地震动动力响应分析之中。

国内外学者对地基随机地震动分析做了大量的工作, 主要集中在可液化地基的一维分析或非液化地基的二维动力响应分析。文[1]根据一维波动理论, 研究了饱和砂土地基在各种相对密度、有效围压及地下水位下的液化势。其应用只局限于一维分析。文[2, 3]则通过虚拟激励法计算了平稳地震激励下非均质土坝的二维动力响应, 并研究了地震后的永久变形情况。而实际地震动过程应该是一个非平稳的随机过程, 对于可液化土层响应的非平稳特性更加明显。文[4]利用弹簧-质量模型, 研究了埋地沉管隧道的非平稳随机振动, 文中计算时并没有考虑土层的动力非线性, 也没有考虑土的液化。文[5]对可液化地基的二维随机动力分析进行了一些初步的研究。

本文运用虚拟激励法, 在调制非平稳随机地震模型输入下对非线性土层进行了有效应力动力响应分析, 得到了地基中各种动力响应的时变功率谱密度, 并根据首超理论研究了土层动力响应的时变可靠度。

2 非平稳地震输入下的动力方程

根据土体平衡方程、物理方程和几何方程, 土体的二维平面应变动力控制方程可表示为

$$\left. \begin{aligned} E_1 \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + E_3 \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} + (E_2 + E_3) \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} &= \rho \ddot{u}_x \\ E_3 \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} + E_1 \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} + (E_2 + E_3) \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial z} &= \rho \ddot{u}_z \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: $E_1 = \lambda + 2G$, λ 为 Lamé 常数, G 为剪切模量; $E_2 = \lambda$; $E_3 = G$; u_z , \ddot{u}_z 分别为 z 方向的位移与加速度; u_x , \ddot{u}_x 分别为 x 方向的位移与加速度。

对式(1)进行空间离散, 并引入 Rayleigh 阻尼, 则在地震加速度 $\ddot{u}_a(t)$ 输入下的控制方程用矩阵形式可表示为

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{E_x\}\ddot{u}_a(t) \quad (2)$$

式中: $[M]$, $[C]$ 和 $[K]$ 分别为质量矩阵、Rayleigh 阻尼矩阵和刚度矩阵; $\{\ddot{u}(t)\}$, $\{\dot{u}(t)\}$ 和 $\{u(t)\}$ 分别为加速度矢量、速度矢量与位移矢量; $\{E_x\}$ 为指示矢量。

引入虚拟激励法^[6], 在式(2)中将非平稳功率谱 $S(\omega, t)$ 作为虚拟输入可得

$$[M]\{\ddot{u}(\omega, t)\} + [C]\{\dot{u}(\omega, t)\} + [K]\{u(\omega, t)\} = -[M]\{E_x\}\sqrt{S(\omega, t)}e^{i\omega t} \quad (3)$$

对式(3)用 Newmark 积分求解, 即可求得地震历时的土体位移的功率谱密度, 将位移功率谱密度代入相应的几何方程、物理方程等, 即可求得各种动力响应的自功率谱密度及互功率谱密度。

3 地震动随机模型

本文采用 Amin 和 Ang 建议的非平稳随机输入模型, 该模型将非平稳功率谱表示为

$$S(\omega, t) = f^2(t)S_s(\omega) \quad (4)$$

式中: $S_s(\omega)$ 为平稳功率谱密度函数; $f(t)$ 为时间包络函数, 即

$$f(t) = \begin{cases} (t/t_1)^2 & (0 \leq t < t_1, t_1 = 0.8 \text{ s}) \\ 1 & (t_1 \leq t \leq t_2, t_2 = 7.0 \text{ s}) \\ e^{-0.35(t-t_2)} & (t_2 < t \leq t_3, t_3 = 10.0 \text{ s}) \end{cases} \quad (5)$$

平稳功率谱密度函数 $S_s(\omega)$ 采用 Clough-Penzien 模型^[7]表示为

$$S_s(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \omega^2 / \omega_g^2}{(1 - \omega^2 / \omega_g^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega^2 / \omega_g^2}$$

$$\frac{\omega^4/\omega_f^4}{(1-\omega^2/\omega_f^2)^2 + 4\xi_f^2\omega^2/\omega_f^2} S_0 \quad (6)$$

计算中可取 $\omega_f = \omega_g / 10 = 1.0 \text{ rad/s}$, $\xi_f = \xi_g = 0.65$, 取 S_0 使地震加速度峰值为 0.1 g , 通过随机极值分析可得 $S_0 = 3.68 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}^3$, 计算采用加速度功率谱密度平稳部分如图 1 所示。

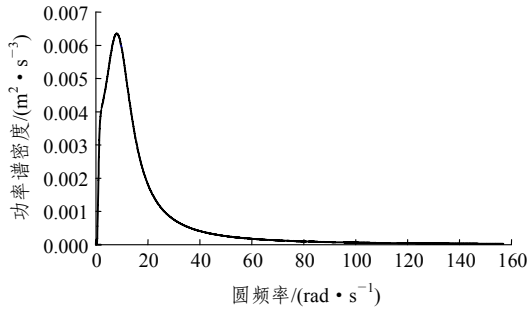


图 1 输入加速度功率谱密度平稳部分

Fig.1 Stationary part of PSD of input acceleration

4 动力本构关系与振动孔压的计算

本文采用 Hardin-Drnevich 模型^[8]描述土体动力非线性, 其基本公式如下:

$$G = G_{\max} / (1 + |\gamma_e| / \gamma_r) \quad (7)$$

$$D = D_{\max} |\gamma_e| / [\gamma_r (1 + |\gamma_e| / \gamma_r)] \quad (8)$$

$$G_{\max} = 6920 k_{2\max} (\sigma'_m)^{1/2} \quad (9)$$

式中: $\gamma_r = \tau_{\max} / G_{\max}$ 为参考剪应变, τ_{\max} 为抗剪强度, 且 $\tau_{\max} = \sqrt{(\sigma'_{ms} \sin \varphi + c \cos \varphi)^2 - (\sigma'_{xs} - \sigma'_{zs})^2} / 4$,

σ'_{xs} , σ'_{zs} 分别为 x 与 z 方向的静有效应力; $k_{2\max}$ 为动模量系数; D_{\max} 为最大阻尼比; $\sigma'_m = (\sigma'_{xs} + \sigma'_{zs}) / 2 - u_g$ 为平均有效应力, u_g 为振动孔压。计算中要考虑有效应力 σ'_m 的变化对最大模量 G_{\max} 和抗剪强度 τ_{\max} 的影响, u_g 由下式计算:

$$u_g = 2\sigma'_0 \arcsin(N / N_1)^{1/2\theta} / \pi \quad (10)$$

式中: $\sigma'_0 = (\sigma'_{xs} + \sigma'_{zs}) / 2$ 为单元静平均有效应力; θ 为经验常数, 这里取 0.7; N_1 为液化周数, 可根据试验系数 a , b 及动剪应力 τ 可根据下式确定:

$$N_1 = 10^{\frac{b-\tau/\sigma'_0}{a}} \quad (11)$$

单元动剪应力 τ 应取到 t_i 时刻为止计算中的水

平动剪应力的平均值, 即

$$\tau = 0.65 \max(|\tau_i|) \quad (12)$$

等效地震液化周数 N_1 则可根据文[9]的建议取值, 由于计算中地震持续时间 $T = 10 \text{ s}$, 假定总的等效地震周数 $N_a = 6$ 次, 则在 t_i 时刻的等效振动次数 N_i 可根据地震输入能量分布原则按下式计算:

$$N_i = \frac{N_a \sum_{k=1}^i \int_0^{t_k} \left[\int_0^\infty S(\omega, t) d\omega \right] dt}{\int_0^T \left[\int_0^\infty S(\omega, t) d\omega \right] dt} \quad (13)$$

对于等效剪应变 γ_e 的计算, 目前还没有十分确切的方法。文[10]将 Seed 的 $0.65\gamma_m$ 法引入随机分析中, 并认为 γ_m 可近似取为 $3\sigma_\gamma$ (σ_γ 为剪应变根方差), 因此取 $\gamma_e = 1.95\sigma_\gamma$ 。文[4]则根据 Udawadia 和 Trifunac 的结果, 取 $\gamma_e = \sqrt{2}\sigma_\gamma$ 。文[11]建议计算中采用 $\gamma_e = \sigma_\gamma$ 来计算等效剪应变。文[12]基于概率平均法提出一种插值的方法, 并建议取 $\gamma_e = [\sqrt{2/\pi} + \alpha(\sqrt{\pi/2} - \sqrt{2/\pi})] \sigma_\gamma$, $\alpha = \sqrt{\lambda_1^2(t) / [\lambda_0(t)\lambda_2(t)]}$ 。该方法是基于平稳随机假设下推出的结论, 并主张将其用于非平稳随机响应的分析。以上各方法都是将等效剪应变表示为其根方差的形式, 但其系数取值差别较大。

式(12)中的剪应力 τ_i 可采用类似等效剪应变的计算方法来计算, 即

$$\tau_t = \max(|\tau_{e,t}|) \quad (14)$$

5 动力可靠度分析

当随机过程 $X(t)$ 为非平稳过程时, Federico Perotti 认为可以直接采用 Vanmarcke 的交叉次数服从马尔可夫过程的假定求得在时间 T 内动力响应超越阈值 b 的概率^[13]为

$$P(-b, b; T) = \exp\left[-\int_0^T v_{bX}(t) dt\right] \quad (15)$$

其中,

$$v_{bX}(t) = \frac{2v_{0X}^+(t) \{1 - \exp[-\sqrt{\pi/2} q(t)b / \sigma_X(t)]\}}{\exp\{[b / \sigma_X(t)]^2 / 2\} - 1} \quad (16)$$

$$v_{0X}^+(t) = \sqrt{\lambda_2(t) / \lambda_0(t)} / (2\pi) \quad (17)$$

$$\sigma_X^2(t) = \lambda_0(t) \quad (18)$$

$$q(t) = \sqrt{1 - \lambda_1^2(t) / \lambda_0(t) / \lambda_2(t)} \quad (19)$$

显然, 采用式(16)忽略了非平稳过程 $X(t)$ 和其导数过程 $\dot{X}(t)$ 的相关性, 因此只是一个近似公式。但由于对非平稳过程的超越概率的研究还相当少, 许多学者仍在各种超越假设下采用这种方法近似计算^[14]。

6 计算过程

动力计算分时段进行, 计算中以 0.02 s 为一个时段单位, 在 0.02 s 内, 结构被认为是等效线弹性的, 且假设在该时段内各种动力响应与等效线性参数都不随时间变化, 在时段内各种动力响应与等效线性参数发生突变。基于工程精度上的需要, 在频域内将功率谱密度在区间 $[\pi/50 \text{ rad/s}, 50\pi \text{ rad/s}]$ 内离散为 300 个频率点进行计算。根据以上原理和方法, 有限元的具体步骤如下:

(1) 采用 Duncan-Chang 本构模型进行静力有限元计算, 计算方法参见文[15]。

(2) 根据静力分析的静力场, 计算单元初始动力模量和单元初始阻尼比。

(3) 分时段动力计算开始, 形成每个时段开始的刚度矩阵、阻尼矩阵、质量矩阵以及式(3)的右端项。

(4) 进行动力方程时段内的 Newmark 积分, 并采用高斯消去法求解动力方程, 得到节点的位移、速度和加速度。

(5) 计算单元等效峰值剪应变, 利用等效峰值剪应变修正动力模量和动力阻尼比。

(6) 重复步骤(3)~(5), 直至各个单元本次动力剪切模量与上次动力剪切模量之差小于 1%。

(7) 计算下一时段内的振动孔压, 并用剪应变和振动孔压修正动力模量和动力阻尼比, 作为下一时段的动力模量与动力阻尼比初始值, 为使计算不至于中止, 令单元的剪切模量不小于 1 kPa。

(8) 重复步骤(3)~(7), 直至地震结束。

7 算例分析

本文采用计算模型为钱塘江海塘观音堂到三堡堤段北岸某地基的细砂土, 该土层厚 30 m, 通过大量的动三轴及共振柱试验, 并结合常规试验和文[16], 得到该土层的物理力学指标见表 1。采用二维平面

应变八节点等参元建立有限元模型, 动力及静力计算的边界条件见表 2。在该边界条件及地震动输入下, 截断边界对土层响应并没有反射作用, 因此边界范围的选取不会影响计算的精度, 计算中采用一列土柱单元来计算土层的动力响应, 单元尺寸皆为 1 m×1 m, 有限元模型如图 2 所示。

表 1 土层物理力学性质指标

Table 1 Physico-mechanical parameters of soil

土层名称	$\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	c/kPa	$\phi/(\text{°})$	$k_{2\text{max}}$	D_{max}	μ	a	b
细砂	1.88	0.0	35.0	25.0	0.30	0.38	0.040	0.210

表 2 边界条件

Table 2 Boundary condition

计算内容	约束条件	底面	顶面	左右面
静力计算	水平位移	固定	自由	固定
	竖直位移	固定	自由	自由
动力计算	水平位移	固定	自由	自由
	竖直位移	固定	自由	固定

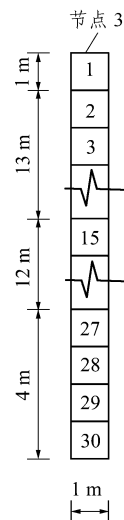


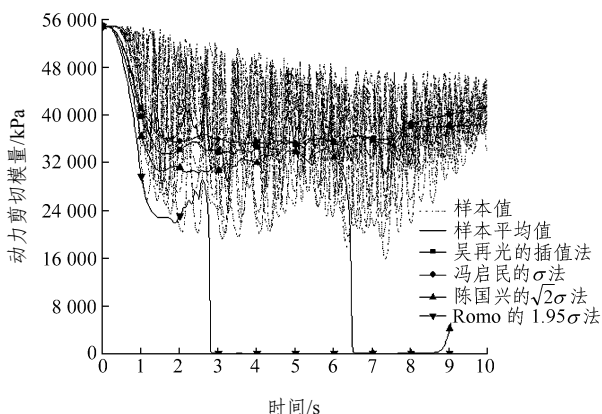
图 2 有限元模型

Fig.2 Finite element model

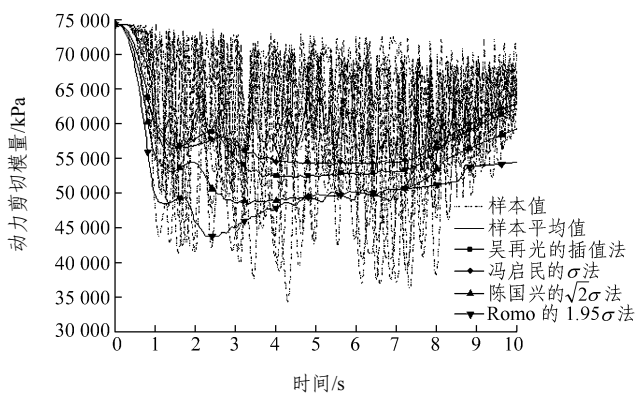
7.1 剪切模量与振动孔压计算的比较

本节对吴再光的插值法、冯启民的 σ 法、陈国兴的 $\sqrt{2}\sigma$ 法及 Romo 的 1.95σ 法获得的单元等价动力剪切模量及振动孔压进行比较, 并根据输入功率谱密度曲线随机生成 10 条地震加速度时程样本曲线, 作为输入地震加速度进行确定性动力分析来检验上述 4 种方法的正确性。

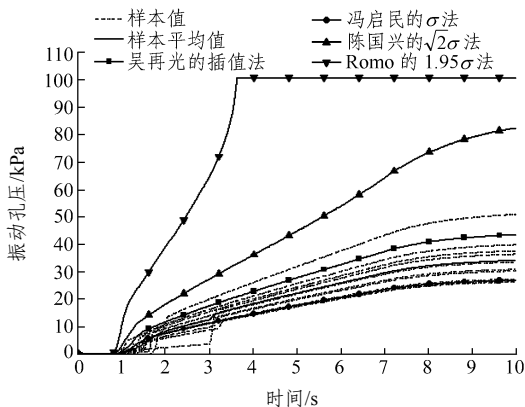
图 3(a), (b)分别为各种方法计算的单元 15 和



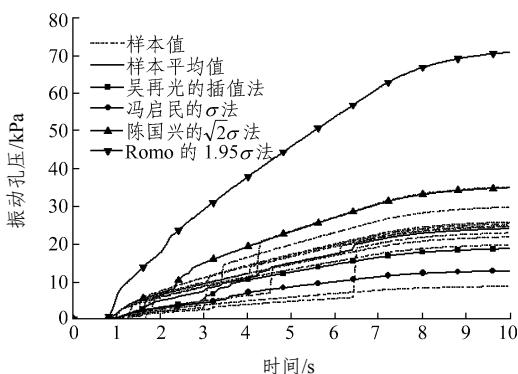
(a) 单元 15 剪切模量



(b) 单元 27 剪切模量



(c) 单元 15 振动孔压



(d) 单元 27 振动孔压

图 3 各种方法计算的单元 15 及单元 27 动力剪切模量及振动孔压时程曲线

Fig.3 Shear moduli and excess pore water pressures of element No.15 and 27

27(单元位置见图 2)动力剪切模量时程曲线。从图中可以看出，采用 1.95σ 法和 $\sqrt{2}\sigma$ 法过低估计了单元的动力剪切模量，并且由于在 3.62 s 时采用 1.95σ 法单元 15 发生了液化，动力剪切模量降低到一个很小的值，而采用 $\sqrt{2}\sigma$ 法在 6.5 s 后由于振动孔压与剪应变较大，虽然此时单元并未液化，但动力剪切模量已非常小。采用插值法和 σ 法与将 10 条随机地震时程曲线进行确定性分析计算所得的平均值非常接近，采用 σ 法计算出来的动力剪切模量要比插值法计算出来的稍大一些。

图 3(c), (d)分别为各种方法计算所得单元 15 及单元 27 振动孔压时程曲线。由图中可知，采用 1.95σ 法和 $\sqrt{2}\sigma$ 法过大估计了振动孔压，采用 σ 法则过低估计了振动孔压，而采用插值法计算所得的振动孔压在确定性分析所得的振动孔压平均值附近，单元 15 中略高，单元 27 中略低。综合上述计算结果，采用基于概率平均法的插值方法与确定性分析所得的等效剪切模量和振动孔压较为接近，

因此，下面将用该方法分析地基的各种随机动力响应。

7.2 随机动力响应分析及可靠度分析结果

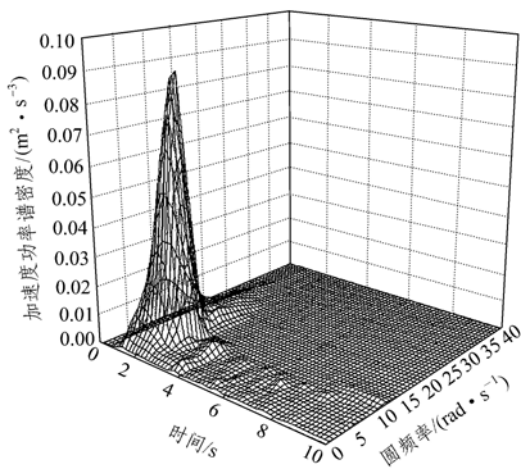
本节采用随机振动时程分析法来计算地基的动力响应，计算中采用吴再光的基于概率平均法的插值方法来计算等价剪切模量、等价阻尼比和振动孔压。

在地震开始时，地基系统的刚度较大，其第一阶振动圆频率为 9.69 rad/s，随着孔压的上升及剪应变的逐渐增大，地基系统的刚度降低，其第一阶振型圆频率降低至 0.20 rad/s，其他各阶振型圆频率也随之降低。表 3 列出了地基系统前 20 阶振型圆频率的最大值及最小值。

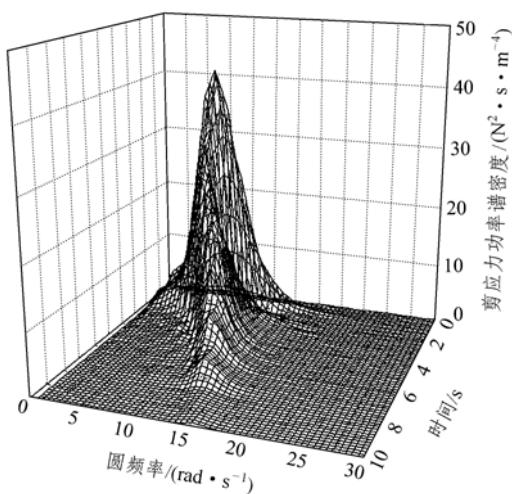
图 4(a)为地面节点 3 的加速度时变功率谱密度，从图中可以看出，在时间包络函数进入平稳段后 (0.80 s 后)，加速度功率谱密度迅速增大。之后随着振动孔压的增大，单元的有效应力减小，到 2.00 s

表 3 地基系统前 20 阶振型圆频率的最大及最小值
Table 3 Maximum and minimum frequencies of first twenty modes of the dynamic system

阶数	圆频率/(rad · s ⁻¹)		阶数	圆频率/(rad · s ⁻¹)	
	最大值	最小值		最大值	最小值
1	9.69	0.20	11	172.91	4.25
2	25.90	0.62	12	189.63	4.62
3	42.15	1.04	13	206.51	4.82
4	58.41	1.45	14	223.57	5.03
5	74.65	1.87	15	240.84	5.39
6	90.90	2.27	16	258.35	5.45
7	107.17	2.66	17	276.10	5.84
8	123.48	3.02	18	290.17	6.13
9	156.33	3.40	19	294.13	6.41
10	139.86	3.82	20	312.38	7.02



(a) 地面节点 3 的加速度功率谱密度



(b) 单元 15 剪应力功率谱密度

图 4 动力响应时变功率谱密度曲线

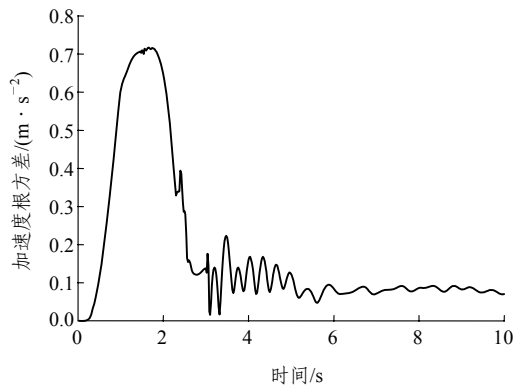
Fig.4 Evolutionary PSD curves during dynamic response

左右, 节点 3 位于的单元 1 虽未液化, 但其有效应力已接近 0, 此时地面加速度功率谱密度也迅速减小。从频域上看, 地面加速度功率谱密度为单峰型, 这是因为地震开始时地基的第一阶振型自振圆频率与地震输入的卓越圆频率比较接近, 而地基的第二阶振型与输入地震加速度的卓越圆频率相差较远, 且输入地震加速度亦为单峰型。在 1.84 s 时, 加速度功率谱密度达到最大值, 此时地基系统的自振圆频率为 7.41 rad/s, 而输入地震加速度功率谱的卓越圆频率为 10.00 rad/s, 节点 3 的加速度功率谱密度的最大值在圆频率 8.00 rad/s。因此地震开始时, 地面加速度主要是由地基系统的第一阶振型组成。

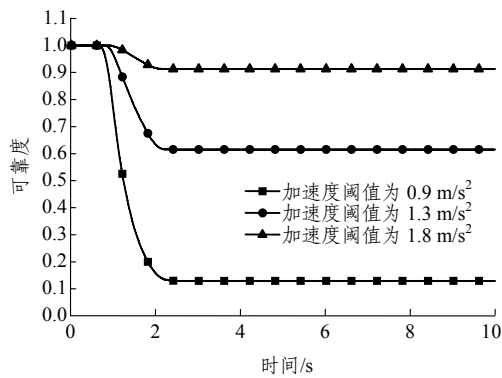
图 4(b)为单元 15 的水平方向剪应力时变功率谱密度, 与地面加速度功率谱密度曲线相似, 在时间包络函数进入平稳段(0.80 s)后, 剪应力功率谱密度迅速增大。其后随着单元有效应力和刚度的减小, 剪应力加速度功率谱密度也逐渐减小, 其变化趋势比地面加速度功率谱密度要缓和一点, 减小的趋势一直延续至地震结束, 虽然该单元在整个地震历时中并未液化, 但其响应在地震过程中并不能达到一个平稳值。从频域上看, 与地面加速度功率谱密度相似, 单元 15 水平方向剪应力功率谱密度亦呈单峰型, 且其达到峰值的时刻和峰值所在的频率与地面加速度功率谱密度完全相同。在功率谱下降阶段, 其峰值的频率随时间的增大而增大, 且响应的带宽逐渐变窄。这是由于整个地基系统的刚度不断变小, 此时动力响应由高阶振型所决定。从表 3 可以看出, 随着地基刚度的降低, 其前 20 阶振型已不是主要的参振振型, 假若采用振型分解法计算, 则要取至较高阶振型方可满足计算的精度。而本文并没有对振型进行解耦计算, 因此并不存在这种精度的问题。

图 5(a)为地面节点 3 加速度根方差曲线, 该曲线从另一个侧面反映了加速度功率谱随时间变化的趋势, 在 3.02 s, 由于单元 1 发生了液化, 节点 3 就好像浮在水面上的船一样, 研究 3.02 s 后的运动情况已无意义。

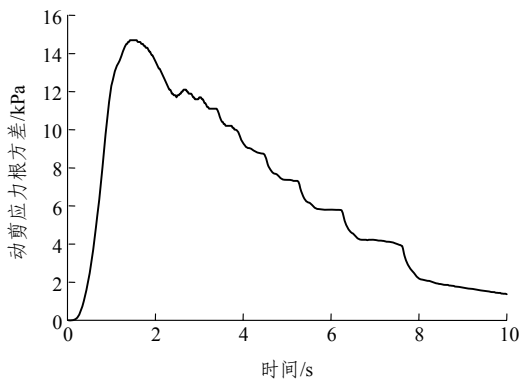
图 5(b)为地面节点 3 在加速度阈值分别为 0.9, 1.3 和 1.8 m/s² 的时变可靠度。随着阈值的增大, 可靠度也增大, 当在加速度阈值为 0.9 m/s² 时, 其最小可靠度(不超越概率)为 0.129; 当加速度阈值为 1.8 m/s² 时, 其最小可靠度为 0.913。在时间包络函数进



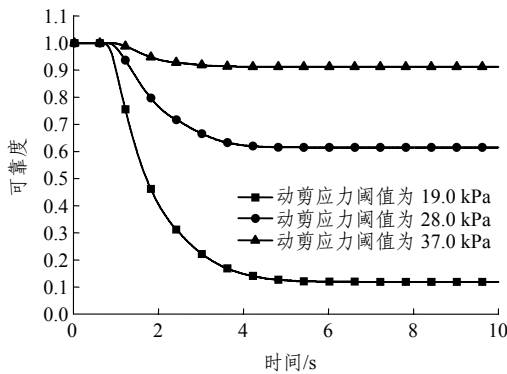
(a) 地面节点3加速度根方差



(b) 地面节点3加速度可靠度



(c) 单元15动剪应力根方差



(d) 单元15动剪应力可靠度

图5 动力响应时根方差及可靠度

Fig.5 Time variation of standard deviation and reliability of dynamic response

入平稳段附近, 可靠度由接近 1.000 而突然减小, 至 2.00 s 左右, 虽单元未液化, 但已接近破坏, 此后可靠度基本上不随时间变化。

图 5(c)为动剪应力根方差曲线, 该曲线的峰值随时间变化的趋势和剪应变功率谱随时间变化的趋势相似, 在 1.84 s 附近, 剪应力根方差有最大值, 其后逐渐减小至地震结束。

图 5(d)为单元 15 在动剪应力阈值分别为 19.0, 28.0 和 37.0 kPa 的可靠度。当动剪应力阈值为 19.0 kPa 时, 其最小可靠度为 0.119; 当动剪应力阈值为 37.0 kPa 时, 其最小可靠度为 0.913。在时间包络函数进入平稳段附近, 可靠度由接近 1.000 而突然减小, 对不同的动剪应力阈值, 其可靠度达到稳定的时间并不一致, 动剪应力阈值越高, 达到稳定的时间越段。在不同的动剪应力阈值下, 剪应力可靠度在 4~5 s 后达到稳定而不随时间变化。

8 结 语

本文采用虚拟激励法对可液化地基进行了非平稳动力响应可靠度分析, 通过计算分析可得到以下结论:

(1) 采用基于概率平均法的插值方法计算所得的动力剪切模量及振动孔压与确定性分析所得的平均值非常接近。因此, 在非平稳分析中推荐使用该方法。

(2) 在可液化地基的动力响应分析中, 由于孔压的不断上升, 即使地基不发生液化, 其各种动力响应也不一定能达到平稳状态。因此, 可液化地基的动力响应分析应采用非平稳动力分析的计算模式。

(3) 采用本文的计算方法能得到地基中各种动力响应的时变自功率谱密度及时变互功率谱密度, 可方便地求得各种动力响应的时变可靠度。

(4) 地震开始时, 由于地基系统的各阶振型圆频率相差较大, 地基各种动力响应一般为窄带响应。随孔压的上升与刚度的降低, 地基的各阶自振圆频率变小, 各阶振型变得集中, 响应的带宽变得更窄, 且高阶振型将成为主要参振振型。

参考文献(References):

[1] Loh C H, Cheng C R, Wen Y K. Probabilistic evaluation of liquefaction potential under earthquake loading[J]. Soil Dynamics and

- Earthquake Engineering, 1995, 14: 269 - 278.
- [2] 刘汉龙. 随机地震作用下地基及土石坝永久变形分析[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(3): 19 - 27.(Liu Hanlong. Permanent deformation of foundation and embankment dam due to stochastic seismic excitation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(3): 19 - 27.(in Chinese))
- [3] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土坝地震性能二维随机分析方法[J]. 地震工程与工程振动, 1994, 14(3): 81 - 90.(Chen Guoxing, Xie Junfei, Zhang Kexu. A method of 2D random response analysis of earth dam earthquake performance[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1994, 14(3): 81 - 90.(in Chinese))
- [4] 严松宏, 梁波, 高峰, 等. 考虑地震非平稳性的隧道纵向抗震可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(5): 818 - 822.(Yan Songhong, Liang Bo, Gao Feng, et al. Dynamic reliability analysis of resistance of tunnels to longitudinal nonstationary earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(5): 818 - 822.(in Chinese))
- [5] 吴再光, 林皋, 韩国城. 土层非平稳有效应力随机地震反应分析[J]. 水利学报, 1991, (9): 25 - 32.(Wu Zaiguang, Lin Gao, Han Guocheng. Nonstationary stochastic seismic response analysis of effective stress for saturated soil layer[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1991, (9): 25 - 32.(in Chinese))
- [6] 林家浩. 非平稳随机地震响应的精确高效算法[J]. 地震工程与工程振动, 1993, 13(1): 24 - 29.(Lin Jiahao. An accurate and efficient algorithm of nonstationary stochastic seismic responses[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1993, 13(1): 24 - 29.(in Chinese))
- [7] Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures[M]. New York: McGraw-Hill Inc., 1975.
- [8] Hardin B O, Drnevich V P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1972, (7): 667 - 692.
- [9] Seed H B. Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis[R]. Berkeley: University of California, 1975.
- [10] Romo-Organista, Miguel P. PLUSH: A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil structure interaction[M]. Berkeley: Univ of California, 1980.
- [11] 冯启民. 地震动随机场分析[博士学位论文][D]. 哈尔滨: 国家地震局工程力学研究所, 1986.(Feng Qimin. Random field analysis of ground motions[Ph. D. Thesis][D]. Harbin: Harbin Institute of Engineering Mechanics of State Seismological Bureau, 1986.(in Chinese))
- [12] 吴再光. 土层随机地震反应的一种改进算法[J]. 振动工程学报, 1990, 3(1): 56 - 59.(Wu Zaiguang. A modified method for the computation of stochastic seismic responses of soil layers[J]. Journal of Vibration Engineering, 1990, 3(1): 56 - 59.(in Chinese))
- [13] Perotti F. Structural response to nonstationary multiplesupport random excitation[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1990, 19(6): 513 - 527.
- [14] Gasparini D A, Amitabha D. Dynamic response to nonstationary nonwhite excitation[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1980, 106(6): 1 233 - 1 248.
- [15] 潘晓东, 徐长节, 蔡袁强. 水泥搅拌桩加固坝基动力响应分析[J]. 振动工程学报, 2001, 14(3): 359 - 363.(Pan Xiaodong, Xu Changjie, Cai Yuanqiang. Dynamic response analysis of foundation with cement mixing piles of a dam[J]. Journal of Vibration Engineering, 2001, 14(3): 359 - 363.(in Chinese))
- [16] 蔡袁强, 钱磊, 凌道盛, 等. 钱塘江防洪堤地震液化及稳定分析[J]. 水利学报, 2001, (1): 57 - 61.(Cai Yuanqiang, Qian Lei, Lin Daosheng, et al. Seismic liquefaction and stability analysis of Qiantang River embankment[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2001, (1): 57 - 61.(in Chinese))