

液化场地桩-土相互作用大变形无网格法分析

英 颖^{1,2}, 唐小微^{*1}, 栾茂田¹, 杨 庆¹

(1. 大连理工大学 土木工程学院 岩土工程研究所, 辽宁 大连 116024;

2. 燕山大学 建筑工程与力学学院, 河北 秦皇岛 066004)

摘要: 将无网格法应用于地震液化过程中的桩-土相互作用分析. 以 Biot 固结理论的 $u-p$ 列式作为饱和砂土的控制方程, 土的本构关系采用能够描述饱和土体振动液化特征的有效循环弹塑性模型. 利用移动最小二乘近似推求形函数, 再采用伽辽金法对控制方程离散, 获得无网格伽辽金法的基本计算方程. 最后, 通过优势验证, 说明了该方法能有效地避免液化有限元分析时由于大变形所引起的体积自锁而使计算中断等问题.

关键词: 无网格法; 液化; 桩-土相互作用; 大变形

中图分类号: TU443 **文献标志码:** A

0 引言

地震引起的地基液化是桩基础震害的主要原因之一. 近年来, 国内外学者对液化场地桩-土相互作用进行了大量的数值模拟和试验研究^[1~4]. 数值模拟主要集中于有限元分析. 尽管有限元法已经成为解决工程问题的主要数值方法, 但是饱和土体液化过程空间分布的不均匀性往往造成局部单元的严重扭曲, 从而使得基于单元或网格的有限元数值计算无法正常运行. 无网格法通过节点影响域构造近似函数, 积分单元在计算过程中不发生形状改变, 即使计算域发生大变形也不会引起计算中断, 适合于考虑大变形效应的液化数值分析与计算^[5,6].

本文将无网格法应用于地震荷载作用下可液化土-单桩体系反应分析. 饱和土体控制方程为 Biot 固结理论的 $u-p$ 格式, 利用 Oka 等所提出的有效弹塑性本构模型^[7] 模拟土体的材料非线性. 最后, 将算例的计算结果与采用有限元法计算所得到的结果进行比较, 以验证方法的有效性.

1 控制方程

1.1 平衡方程

二相混合体的平衡方程式为

$$\sigma_{ij,j} + \rho b_i - \rho \ddot{u}_i = 0 \quad (1)$$

在更新的拉格朗日格式中, 方程中的所有变量都是以时间 t 位形为参考位形的. 方程(1) 的弱形式为

$$\int_{t+\Delta t V} \rho^{t+\Delta t} \ddot{u}_i \delta v_i d^{t+\Delta t} V + \int_{t+\Delta t V} \left[\left(\int_t^{t+\Delta t} \dot{S}_{ij} dt \right) \times \delta \dot{E}_{ij} \right] d^{t+\Delta t} V + \int_{t+\Delta t V} {}^t \sigma_{ij} \delta \dot{E}_{ij} d^{t+\Delta t} V = {}^{t+\Delta t} F \quad (2)$$

式中: ${}^t \sigma_{ij}$ 为 t 时刻的 Cauchy 应力张量分量, $\dot{S}_{ij}$ 为第二类 Piola-Kirchhoff 应力率, $\dot{E}_{ij}$ 为拉格朗日应变张量分量; ${}^{t+\Delta t} F$ 为外力所做的虚功, v_i 为土骨架的速度, V 为体积.

令 ${}^{t+\Delta t} b_i$ 表示单位体积的体力加速度, ${}^{t+\Delta t} t_i$ 表示面力, 则

$${}^{t+\Delta t} F = \int_{t+\Delta t A} {}^{t+\Delta t} t_i \delta v_i d^{t+\Delta t} A + \int_{t+\Delta t V} \rho^{t+\Delta t} b_i \delta v_i d^{t+\Delta t} V \quad (3)$$

第二类 Piola-Kirchhoff 应力率与 Jaumann 应力率之间的关系为

$$\dot{S}_{ij} = \dot{\sigma}_{ij}^I + \Psi_{ijkl} \dot{E}_{kl} = (D_{ijkl} + \Psi_{ijkl}) \dot{E}_{kl} - \dot{p} \delta_{ij} \quad (4)$$

式中: Ψ_{ijkl} 为依赖于当前应力状态的四阶张量分量^[8], p 为节点孔隙水压力.

1.2 连续方程

假定孔隙率 n 的时间、空间变化率相对于其他变量来说非常小,液相与固相之间的相对加速度相对于固相的加速度来说非常小,二相混合体的连续方程为

$$\rho_f \ddot{\epsilon}_{ii} - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} - \frac{\gamma_f}{k} \left(\dot{\epsilon}_{ii} - \frac{n}{K_f} \dot{p} \right) = 0 \tag{5}$$

式中: n 为孔隙率, ρ_f 与 γ_f 分别为孔隙水的密度和重度, k 为渗透系数, K_f 为孔隙水的体积模量.

采用更新的拉格朗日大变形理论,连续方程弱形式为

$$\int_{t+\Delta t_V} {}^{t+\Delta t} \rho_f {}^{t+\Delta t} \ddot{\epsilon}_{ii} \, d {}^{t+\Delta t} V - \int_{t+\Delta t_V} {}^{t+\Delta t} p_{,ii} \, d {}^{t+\Delta t} V - \int_{t+\Delta t_V} \frac{\gamma_f}{k} {}^{t+\Delta t} \dot{\epsilon}_{ii} \, d {}^{t+\Delta t} V + \int_{t+\Delta t_V} \frac{n \gamma_f}{k K_f} {}^{t+\Delta t} \dot{p} \, d {}^{t+\Delta t} V = 0 \tag{6}$$

2 无网格法的实施

2.1 移动最小二乘形函数的推导

由文献[9],移动最小二乘形函数向量 Φ 可表示为

$$\mathbf{A} = \begin{pmatrix} \omega_1 + \cdots + \omega_n & x_1 \omega_1 + \cdots + x_n \omega_n & y_1 \omega_1 + \cdots + y_n \omega_n \\ x_1 \omega_1 + \cdots + x_n \omega_n & x_1^2 \omega_1 + \cdots + x_n^2 \omega_n & x_1 y_1 \omega_1 + \cdots + x_n y_n \omega_n \\ y_1 \omega_1 + \cdots + y_n \omega_n & x_1 y_1 \omega_1 + \cdots + x_n y_n \omega_n & y_1^2 \omega_1 + \cdots + y_n^2 \omega_n \end{pmatrix}$$
$$\mathbf{B} = \begin{pmatrix} \omega_1 & \omega_2 & \cdots & \omega_n \\ \omega_1 (x_1 - x_0) & \omega_2 (x_2 - x_0) & \cdots & \omega_n (x_n - x_0) \\ \omega_1 (y_1 - y_0) & \omega_2 (y_2 - y_0) & \cdots & \omega_n (y_n - y_0) \end{pmatrix}$$

由于矩阵 $\mathbf{A}$ 是对称的,它的行列式为

$$|\mathbf{A}| = A_{11} A_{22} A_{33} + 2.0 \cdot A_{12} A_{13} A_{23} - A_{11} A_{23}^2 - A_{22} A_{13}^2 - A_{33} A_{12}^2 \tag{13}$$

式中: A_{mn} 表示矩阵 $\mathbf{A}$ 中第 m 行第 n 列元素.

令 $\mathbf{A}^*$ 表示 $\mathbf{A}$ 的伴随矩阵,这样矩阵 $\mathbf{A}$ 的逆矩阵 $\mathbf{A}^{-1}$ 表示为

$$\mathbf{A}^{-1} = \begin{pmatrix} \frac{A_{11}^*}{|\mathbf{A}|} & \frac{A_{12}^*}{|\mathbf{A}|} & \frac{A_{13}^*}{|\mathbf{A}|} \\ \frac{A_{21}^*}{|\mathbf{A}|} & \frac{A_{22}^*}{|\mathbf{A}|} & \frac{A_{23}^*}{|\mathbf{A}|} \\ \frac{A_{31}^*}{|\mathbf{A}|} & \frac{A_{32}^*}{|\mathbf{A}|} & \frac{A_{33}^*}{|\mathbf{A}|} \end{pmatrix}$$

$$\Phi = (\phi_1 \quad \phi_2 \quad \cdots \quad \phi_n) = \mathbf{p}^T \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} \tag{7}$$

对于线性插值函数有

$$\mathbf{p}^T(\mathbf{x}) = (1 \quad x \quad y) \tag{8}$$

假定一计算点 (x_0, y_0) 的影响域内有 n 个影响点,第 i 个影响点 (x_i, y_i) 与计算点之间的距离为 $d_i = [(x_i - x_0)^2 + (y_i - y_0)^2]^{1/2}$,则根据移动最小二乘法,取四次样条函数作为权函数,对于土骨架位移和孔隙水压力的形函数推导过程如下:

$$\omega_i = 1.0 - 6.0 \left(\frac{d_i}{d_m} \right)^2 + 8.0 \left(\frac{d_i}{d_m} \right)^3 - 3.0 \left(\frac{d_i}{d_m} \right)^4 \tag{9}$$

$$\frac{1}{d_i} \frac{d\omega_i}{d(d_i)} = -12.0 \frac{1}{d_m^2} + 24.0 \frac{d_i}{d_m^3} - 12.0 \frac{d_i^2}{d_m^4} \tag{10}$$

$$\omega_{i,x} = \frac{d\omega_i}{d(d_i)} \frac{d(d_i)}{dx} = \frac{1}{d_i} \frac{d\omega_i}{d(d_i)} (x_i - x_0) \tag{11}$$

$$\omega_{i,y} = \frac{d\omega_i}{d(d_i)} \frac{d(d_i)}{dy} = \frac{1}{d_i} \frac{d\omega_i}{d(d_i)} (y_i - y_0) \tag{12}$$

式中: ω_i 为权函数值, d_m 为影响域半径.这样,式(7)中的矩阵 $\mathbf{A}$ 、 $\mathbf{B}$ 分别为

形函数向量 Φ 表示为

$$\Phi = (\phi_1 \quad \phi_2 \quad \cdots \quad \phi_n) = \mathbf{p}^T \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} = (1 \quad x_0 \quad y_0) \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} \tag{14}$$

2.2 无网格法的控制方程

引入无网格 Galerkin 法,采用移动最小二乘形函数 ϕ 来表达土骨架的位移和孔隙水压力,即

$$\mathbf{u} = \begin{pmatrix} \phi_1 & 0 & \cdots & \phi_n & 0 \\ 0 & \phi_1 & \cdots & 0 & \phi_n \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ \vdots \\ u_{xn} \\ u_{yn} \end{pmatrix} = \mathbf{N} \mathbf{u}_N$$

$$\boldsymbol{p} = \begin{pmatrix} \phi_1 & \phi_2 & \cdots & \phi_n \end{pmatrix} \begin{pmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ p_n \end{pmatrix} = \boldsymbol{N}_h \boldsymbol{p}$$

采用 Rayleigh 比例阻尼考虑土的滞回阻尼. 记现在的时刻为 $t + \Delta t$, 利用 Newmark- β 方法在时域上积分, 用 t 时刻的变量和它们的导数值表示 $t + \Delta t$ 时刻变量和它们的导数:

$$\begin{aligned} {}^{t+\Delta t}\dot{\boldsymbol{u}}_N &= {}^t\dot{\boldsymbol{u}}_N + \Delta t {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N + \gamma \Delta t \Delta {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N = \\ &{}^t\dot{\boldsymbol{u}}_N + \Delta t (1 - \gamma) {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N + \gamma \Delta t {}^{t+\Delta t}\ddot{\boldsymbol{u}}_N \end{aligned} \tag{15}$$

$$\begin{aligned} \Delta \boldsymbol{u}_N &= {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{u}_N - {}^t\boldsymbol{u}_N = \\ \Delta t {}^t\dot{\boldsymbol{u}}_N + \frac{1}{2} \Delta t^2 {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N + \beta \Delta t^2 \Delta {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N &= \\ \Delta t {}^t\dot{\boldsymbol{u}}_N + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N + \beta \Delta t^2 {}^{t+\Delta t}\ddot{\boldsymbol{u}}_N \end{aligned} \tag{16}$$

孔隙水压力采用差分法:

$${}^{t+\Delta t}\dot{p} = \frac{{}^{t+\Delta t}p - {}^tp}{\Delta t} \tag{17}$$

那么获得的最终控制方程如下式所示:

$$\begin{pmatrix} \boldsymbol{M} + \gamma \Delta t \boldsymbol{C}_d + \beta \Delta t^2 (\boldsymbol{K}_l + \boldsymbol{K}_{nl}) & \boldsymbol{K}_v \\ \left(\rho_f - \frac{\gamma_f}{k} \gamma \Delta t \right) \boldsymbol{K}_v^T & \frac{\boldsymbol{K}_p}{\Delta t} - \boldsymbol{K}_h \end{pmatrix} \begin{pmatrix} {}^{t+\Delta t}\ddot{\boldsymbol{u}}_N \\ {}^{t+\Delta t}\dot{\boldsymbol{p}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{F} - {}^t\boldsymbol{R}_d - \boldsymbol{C}_d [{}^t\dot{\boldsymbol{u}}_N + (1 - \gamma) \Delta t {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N] \\ -(\boldsymbol{K}_l + \boldsymbol{K}_{nl}) \left[\Delta t {}^t\dot{\boldsymbol{u}}_N + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N \right] \\ \boldsymbol{V} + \frac{\gamma_f}{k} \boldsymbol{K}_v^T [{}^t\dot{\boldsymbol{u}}_N + (1 - \gamma) \Delta t {}^t\ddot{\boldsymbol{u}}_N] + \frac{\boldsymbol{K}_p}{\Delta t} {}^tp \end{pmatrix} \tag{18}$$

各矩阵具体表示如下: $\boldsymbol{M} = \int_{t+\Delta t V} \rho \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{N} d {}^{t+\Delta t}V$, $\boldsymbol{C}_d = \alpha_0 \boldsymbol{M} + \alpha_1 \boldsymbol{K}$, $\boldsymbol{K}_l = \int_{t+\Delta t V} \boldsymbol{B}^T (\boldsymbol{D}_{ep} + \boldsymbol{\psi}) \boldsymbol{B} d {}^{t+\Delta t}V$, $\boldsymbol{K}_v = \int_{t+\Delta t V} \boldsymbol{B}_v d {}^{t+\Delta t}V$, $\boldsymbol{K}_{nl} = \int_{t+\Delta t V} \boldsymbol{B}_{nl}^T \boldsymbol{A} \boldsymbol{B}_{nl} d {}^{t+\Delta t}V$, $\boldsymbol{V} = \int_{\Gamma_p} \boldsymbol{N}_h \boldsymbol{B}_h^T \boldsymbol{n} d {}^{t+\Delta t}s$, $\boldsymbol{K}_h = \int_{t+\Delta t V} \boldsymbol{B}_h^T \boldsymbol{B}_h d {}^{t+\Delta t}V$, $\boldsymbol{K}_p = \frac{n \gamma_f}{k \boldsymbol{K}_f} \int_{t+\Delta t V} \boldsymbol{N}_h^T \boldsymbol{N}_h d {}^{t+\Delta t}V$, ${}^{t+\Delta t}\boldsymbol{F} = \int_{t+\Delta t V} \rho \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{b} d {}^{t+\Delta t}V + \int_{t+\Delta t s} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{T} d {}^{t+\Delta t}s$, ${}^t\boldsymbol{R}_d = \int_{t+\Delta t V} \boldsymbol{B}_l^T {}^t\boldsymbol{\sigma}_{ep} d {}^{t+\Delta t}V$. 其中 $\boldsymbol{N}$ 、 $\boldsymbol{N}_h$ 分别为 $\boldsymbol{u}$ 和 $\boldsymbol{p}$ 的形函数, $\boldsymbol{B}_l$ 为几何矩阵, $\boldsymbol{B}_h$ 为水压变化分布向量, ${}^t\boldsymbol{\sigma}_{ep}$ 为有效应力向量, $\boldsymbol{b}$ 为体力向量, $\boldsymbol{T}$ 为表面力向量, $\boldsymbol{n}$ 为表面法向量, $\boldsymbol{A}$ 、 $\boldsymbol{B}_{nl}$ 、

$\boldsymbol{B}_v$ 分别为 Cauchy 应力所组成的对称矩阵、非线性应变矩阵和体积应变矩阵. 参数 β 和 γ 分别取为 0.302 5 和 0.6.

2.3 边界条件的处理

对于位移和孔压本质边界条件, 采用罚函数法进行处理. 对于桩、土这两种不同的材料界面, 采用 Cordes 等^[10]给出的处理材料不连续问题的方法. 材料界面由一组节点来定义, 这些节点同时属于两种不同的材料. 所有节点的支撑域都不能跨越材料界面, 因此每一种材料中的点只受该材料区域内的节点和材料界面上的节点的影响, 并在材料界面处施加位移连续约束条件:

$$\int_{\Gamma} (u_i^+ - u_i^-) d\Gamma = 0 \tag{19}$$

式中: u_i^+ 和 u_i^- 分别表示相邻两材料域中的位移场. 上式通过罚函数法引入到微分方程的弱形式中, 实施起来很方便.

3 算例分析

将以上所述的无网格法应用于可液化土中桩基在地震荷载作用下的响应, 算例的结构简图如图 1 所示, 在桩的两侧取 10 倍桩径的距离以消除边界条件的影响. 桩径为 1.2 m, 桩、土材料参数如表 1 所示, 其参数定义与 Oka 等^[7]的参数定义相同. 将计算域划分成 210 个四边形背景网格, 网格边长为 1.2 m, 数值积分采用 4×4 高斯积分, 边界上则采用两点的线性高斯积分, 无网格节点取为背景网格顶点, 为保证土体变形后节点不超出背景网格范围, 在顶面上层加了一层相同尺寸的背景网格. 计算领域两侧边界上取水平固定竖向自由的滚轴支座, 底部边界取固定支座, 顶面

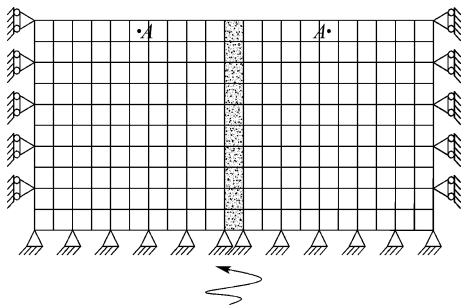


图 1 计算模型

Fig. 1 Numeration example

排水. 输入水平地震加速度如图 2 所示,其最大值为 7.22 m/s^2 .

表 1 材料参数

Tab.1 Material parameters

土参数	数值
密度 $\rho/(\text{t} \cdot \text{m}^{-3})$	1.83
渗透系数 $k/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	6.9×10^{-6}
初始孔隙比 e_0	0.992
压缩指数 C_c	0.025
膨胀指数 κ	0.002 5
初始剪切模量比 G_0/σ_{m0}	1 000
状态转换应力比 M_m	0.71
破坏应力比 M_f	0.96
硬化参数 B_0	5 500
硬化参数 B_1	30
膨胀参数 D_0	1.0
膨胀参数 n	3.0
桩参数	数值
密度 $\rho/(\text{t} \cdot \text{m}^{-3})$	2.30
弹性参数 λ	6.80×10^6
弹性参数 μ	1.02×10^7

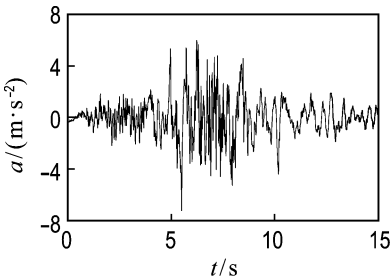
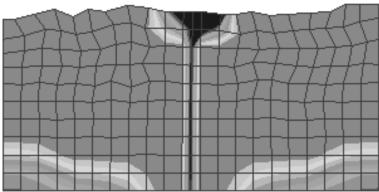


图 2 输入地震加速度

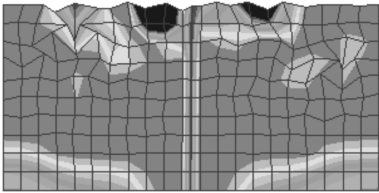
Fig.2 Inputted earthquake acceleration

同时,分别采用相同条件的大变形和小变形有限元法对模型进行了分析,只是将桩身网格尺寸减小,以使计算更加精确.大变形有限元法在计算到 12.6 s 时由于网格畸变而使计算中断.图 3 为 3 种算法所得的 11 s 时的变形和超孔隙水压力比分布云图,考虑大变形与不考虑大变形计算结果相差很大.在大变形有限元计算中,由于考虑了位移导数二次项的影响,同时及时对节点坐标进行更新,从而使模拟更接近于实际的大位移,但大位移的不均匀性引起了网格畸变,从而使计算发生中断;无网格法克服了这一困难,既考虑了大变形又使计算顺利进行.另外,大变形能充分考虑

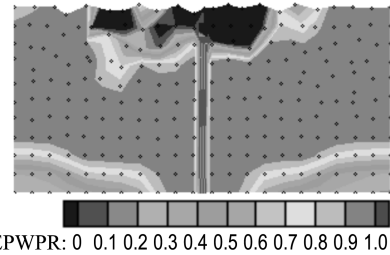
到桩-土相互作用中的孔压消散,如图 3(c)所示,在地基表面达到液化后,累积的孔压由于受到表面排水的影响又发生了消散,出现了表面孔压较小的情况,这更符合振动液化问题的实际.



(a) 小变形计算的变形和超孔压比分布图



(b) 大变形计算的变形和超孔压比分布图



(c) 无网格计算的变形和超孔压比分布图

图 3 11 s 时的变形和超孔隙水压力比分布图
Fig.3 Contour of deformation and excess pore water pressure ratio distribution at 11 s

图 4 为 A 点的超孔隙水压力比 r 随时间的变化曲线.大变形计算的孔压比要先于小变形分析的达到峰值,这是由于大变形计算时地基破坏明显,强度降低较快.同时,从图中可以看出,小变形分析中当孔压比达到峰值后无明显变化,而大变形的计算曲线则在峰值后出现了“瞬时负孔压”,这可能是由于土层中发生了“瞬时膨胀作用”所致.大变形计算曲线的孔压变化规律符合试验规律^[11],而小变形分析则在模拟这种“瞬时膨胀作用”时存在误差.

图 5 为 3 种算法在 12 s 时桩身沿深度方向的变形分布图,在计算中断前两种大变形计算结

果相近,验证了无网格法的有效性.从图中可以看出,随着深度(d)的增加,桩的变形逐渐减小,说明桩顶周围土体的破坏先于下部土体.另外,桩周土体的强度和软化对基桩的响应影响很大.另外,从曲线对比可知,大变形计算结果的桩顶水平和竖向位移大约是小变形计算结果的 2 倍,说明考虑大变形是必要的.

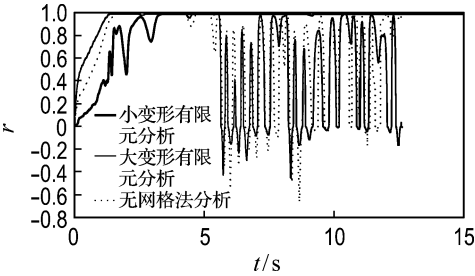


图 4 超孔隙水压力比时程曲线
Fig. 4 Time history of excess pore water pressure ratio

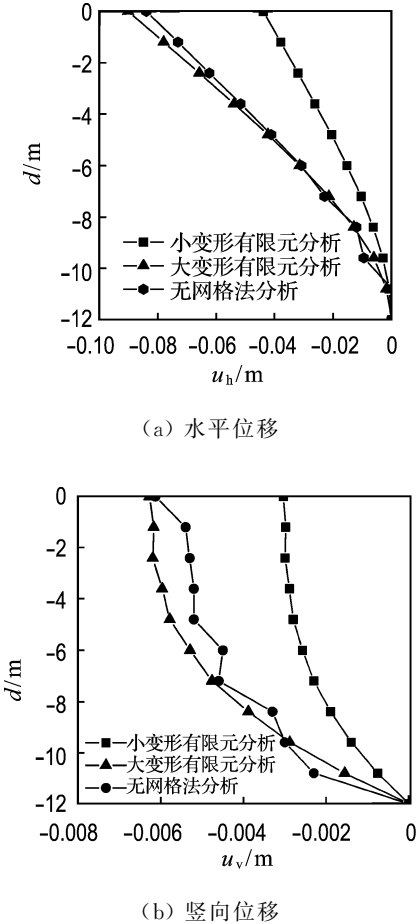


图 5 12 s 时桩身位移分布图
Fig. 5 Displacement distribution along the pile at 12 s

4 结 论

- (1) 考虑大变形的超孔隙水压力比时程计算曲线更符合试验规律,而小变形计算则在模拟瞬时孔压消散时存在明显误差,说明在进行液化过程中的桩基计算时应考虑大变形的影响.
- (2) 是否考虑大变形对桩的位移响应影响较大,在本文的算例中大变形与小变形计算的位移差达到了 50%,在设计中应引起注意.
- (3) 在大变形有限元计算中容易因网格扭曲变形而发生计算中断,无网格法克服了这一困难,使计算顺利进行.因此,无网格法是解决液化场地桩基分析时遇到体积自锁问题的有效方法.
- (4) 本文中的方法有一定的优势,但对于模拟桩-土接触相互作用还应继续深入研究.

参考文献:

[1] UZUOKA R, SENTO N, KAZAMA M, *et al.* Three-dimensional numerical simulation of earthquake damage to group piles in a liquefied ground [J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2007, **27**(5): 395-413

[2] YANG Z, JEREMIC B. Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic-plastic soils [J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2002, **26**(14): 1385-1406

[3] LU C W, OKA F, ZHANG F. Analysis of soil-pile-structure interaction in a two-layer ground during earthquakes considering liquefaction [J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2008, **32**(8):863-895

[4] WILSON D W. Soil-pile-structure interaction in liquefying sand and soft clay [D]. California: Department of Civil Engineering, University of California at Davis, U. S. A, 1998

[5] SATO T, MATSUMARU T. Liquefaction and ground flow analysis using the element free Galerkin

method [C] // **Proceedings of KKCNN Symposium on Civil Engineering**. Gyeongju:Gyeongju University, 2003

[6] TANG X, SATO T. Effects of multi-directional input motion to response of pile in liquefiable soils [C] // **Proceedings of the 37th National Conference of Japanese Geotechnical Society (CD-ROM)**. Kyoto:The University of Kyoto, 2002

[7] OKA F, YASHIMA A, TATEISHI A, *et al.* A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus [J]. **Geotechnique**, 1999, **49**(5):661-680

[8] CHEN W F, MIZUNO E. **Nonlinear Analysis in Soil Mechanics** [M]. New York:Elsevier Science, 1990

[9] LANCASTER P, SALKAUSKAS K. Surfaces generated by moving least squares methods [J]. **Mathematics and Computation**, 1981, **37**(155): 141-158

[10] CORDES L W, MORAN B. Treatment of material discontinuity in the element-free Galerkin method [J]. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, 1996, **139**(1-4):75-89

[11] 凌贤长,唐 亮,于恩庆. 可液化场地地震振动孔隙水压力增长研究的大型振动台试验及其数值模拟 [J]. **岩石力学与工程学报**,2006, **25**(增 2): 3998-4003

**Meshless method analysis for large deformation
of soil-pile interaction in liquefiable site**

JIE Ying^{1,2}, TANG Xiao-wei^{*1}, LUAN Mao-tian¹, YANG Qing¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;
2. School of Civil Engineering and Mechanics, Yanshan University, Qinhuangdao 066004, China)

Abstract: The meshless method is applied to seismic analysis of soil-pile interaction in liquefiable site. The governing equations are established by $u-p$ formulation of Biot’s two-phase mixture theory, and a cyclic elasto-plastic model describing the vibrating liquefaction characteristics of saturated soil is adopted to deal with the constitutive relation of the soil. The shape function is deduced by the moving least square method, then the Galerkin method is used to discretize the governing equations, and the basis function equations of the element-free Galerkin method are built. Finally, the effectiveness of the method is demonstrated by comparing the results with those of finite element method. The meshless method can effectively avoid the volumetric locking due to large deformation which usually occurs in the numerical computations using finite element method.

Key words: meshless method; liquefaction; soil-pile interaction; large deformation