

DOI: 10.11779/CJGE201406010

# 群桩基础水平动力响应简化边界元频域解答

陈海兵<sup>1, 2</sup>, 梁发云<sup>1, 2\*</sup>

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

**摘要:** 在水平振动或地震作用下, 建立圆形桩与土的动力相互作用简化边界元模型, 采用动力相互作用因子对群桩基础顶部的惯性响应和运动响应进行分析。桩身运动方程考虑了群桩动力相互作用以及由土体位移引起的被动桩效应, 得到了频域内固定群桩基础顶部的水平动力响应的弹性解答。结果表明, 简化边界元模型通过土体位移系数, 考虑了沿桩身长度方向的土体相互作用, 较为准确地得到了桩身运动弯矩, 将其运用到群桩基础的计算中, 可以用于评估动力作用下群桩基础的桩顶水平阻抗和桩土运动响应。

**关键词:** 群桩; 水平阻抗; 地震运动响应; 简化边界元; 频域

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2014)06-1057-07

**作者简介:** 陈海兵(1984-), 男, 博士研究生, 主要从事桩基础及桥梁抗震等方面的研究工作。E-mail: chanhyben@gmail.com。

## Simplified boundary element method for lateral vibration response of pile groups in frequency domain

CHEN Hai-bing<sup>1, 2</sup>, LIANG Fa-yun<sup>1, 2</sup>

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** A simple boundary element approach for the system of circular piles and soils is formulated to predict the lateral impedance and kinematic seismic responses of fixed-head pile groups during the lateral vibration or seismic excitation. The dynamic interaction of piles in a group and the passive pile effect are considered in the dynamic equilibrium of a pile foundation. The elastic solution to the lateral impedance and kinematic seismic responses of the massless pile cap, restricting against rotation, is obtained in the frequency domain. The results show that the soil-displacement-influence coefficient can be used to consider the pile-soil interaction along a pile and to capture the kinematic bending moment accurately. Meanwhile, the coefficients provide reasonable estimations of the lateral impedance and kinematic seismic response of pile groups.

**Key words:** pile group; lateral impedance; kinematic seismic response; simplified boundary element; frequency domain

## 0 引言

从工程建设的实际需要出发, 桩土体系与结构相互作用问题的研究领域不断扩大, 其中地震作用下群桩基础的惯性响应和运动响应分析是桩基础抗震设计的关键问题<sup>[1-4]</sup>。在静力解答中, 两桩相互作用可定义为邻近桩在其桩顶荷载作用下对另一根桩产生的附加影响, 但两桩静力相互作用并不适合群桩动力分析<sup>[5-6]</sup>。由于邻近桩运动产生的土体位移场会使另一根桩受到附加运动响应<sup>[7-8]</sup>, 随着桩数的增加, 群桩动力相互作用效应愈加明显。

针对前述问题, 国内外学者提出了多种两桩动力相互作用分析方法, Kaynia 等<sup>[9]</sup>提出两桩动力相互作用的概念, 采用边界积分法计算群桩动力作用, 该解答通常被认为是基准解。Gazetas 等<sup>[10]</sup>同样采用该方

法分析了均质半空间和土体弹性模量线性增加的群桩动力相互作用。周香莲等<sup>[11]</sup>采用虚拟桩与半空间土相互作用模型, 通过动力相互作用因子分析了水平简谐荷载作用下饱和土中群桩的动力反应。在群桩动力简化分析方法中, BDWF (动力 Winkler 模型) 通过设定土中波源传播形式, 采用叠加法研究动力群桩效应<sup>[5-8]</sup>。BDWF 方法可以反映不同的桩土条件, 是目前动力相互作用分析的主要方法<sup>[12-17]</sup>。BDWF 分析方法多为频域方法, 对于简谐稳态动力作用分析较为理想。地震荷载与之相比, 通常可认为是瞬态激励, 产生瞬态动

**基金项目:** 国家自然科学基金项目 (91315301-05); 国家重点基础研究发展计划 (973 计划) 项目 (2013CB036304)

**收稿日期:** 2013-07-29

\*通讯作者

力作用。在考虑桩身运动方程时,边界元法通过群桩动力相互作用及由土体位移引起的被动桩分析,能够较准确地评估桩身在瞬态荷载或瞬态位移作用下的桩身内力和变形<sup>[18-19]</sup>。笔者<sup>[20]</sup>采用简化边界元法分析了地震作用下分层土中单桩的运动响应,深入探讨了该方法的适用性。

在水平振动或地震作用下,本文建立了圆桩群桩与土的动力相互作用简化边界元模型,在频域内采用动力相互作用因子对固定群桩基础的顶部惯性响应和运动响应进行弹性解答。通过编程实现本文算法,计算得到群桩中各单桩的水平动力响应,包括沿深度方向的变形、弯矩和剪力等特性。本文基于 Mindlin 解得到了桩周土的水平位移系数,用于分析动力条件下桩周土体的位移场。与经典方法对比分析表明,该简化方法可以用来分析水平振动或地震作用下桩基水平动力特性,较为合理地考虑固定群桩顶部的水平阻抗和桩土运动响应。

## 1 分析方法

### 1.1 两桩相互作用分析模型

图 1 所示为埋入半空间内的两桩与土相互作用体系,桩径为  $d$ , 桩长为  $L$ , 桩的抗弯刚度为  $E_p I_p$ 。土体弹性模量  $E_s$  和泊松比  $\nu_s$ , 土桩密度比为  $\rho_s / \rho_p$  ( $\rho_s$ ,  $\rho_p$  分别为土和桩的密度)。单桩分成  $n+1$  段, 其中桩顶和桩底长度为  $h/2$ , 其余每段长度均为  $h$ , 每段桩长受到土的均布压力为  $p_i$ 。

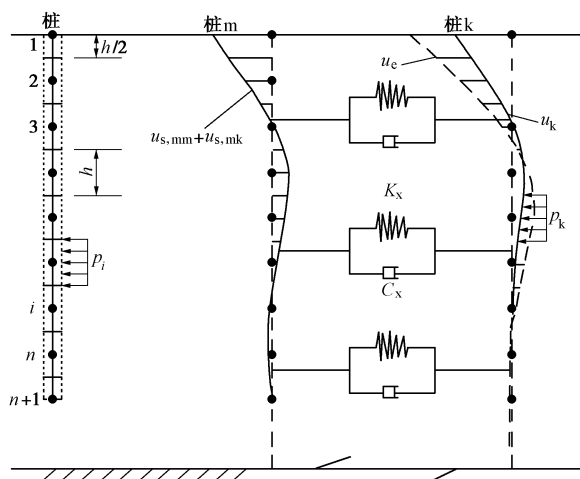


图 1 桩土动力分析模型

Fig. 1 Dynamic analysis model of pile groups

在地震作用下, Penzien<sup>[21]</sup>建议采用 Mindlin 解分析土体的位移场和应力场。单桩  $m$  在弹性半空间内, 矩形面积上作用单位均布荷载引起桩身分段点的水平位移用位移系数  $I_{mm}$  表示, 桩侧土压力  $p_m$  引起的沿桩身方向的土体位移  $u_{s,mm}$  通过 Mindlin 解答和附加自由

场地土体位移  $u_e$  得到。

$$u_{s,mm} = I_{mm} p_m + u_e \quad (1)$$

根据波的传播, 假设桩身振动产生的压缩波沿振动方向的  $1/4$  扇区传播, 剪切波沿垂直于振动方向的  $1/4$  扇区传播<sup>[5]</sup>。单桩  $k$  振动引起的波传播到桩  $m$  处, 在地震作用下桩  $m$  处的土体产生新的位移  $\psi_{mk}(s, \theta)(u_k - u_e)$ , 该位移会使桩  $m$  产生被动效应<sup>[7-8]</sup>, 其中  $s$  为两桩之间的距离,  $\theta$  为两桩中心线与水平力作用方向的夹角,  $u_k$  表示桩  $k$  的水平位移。桩  $k$  分段长度矩形面积上的桩土接触压力向量  $p_k$  视为集中力作用于桩  $m$  分段点上, 通过 Mindlin 解得到了桩  $m$  处的土体位移系数  $I_{mk}$ 。因此, 桩  $k$  对桩  $m$  作用的位移  $u_{s,mk}$  有

$$u_{s,mk} = I_{mk} p_k + \psi_{mk}(s, \theta)(u_k - u_e) \quad (2)$$

式中, 对于桩  $m$  和桩  $k$  ( $m \neq k$ ),  $\psi_{mk}(s, \theta)$  表达式<sup>[5]</sup>为

$$\psi_{mk}(s, \theta) = \psi(s, 0) \cos^2 \theta + \psi(s, \pi/2) \sin^2 \theta \quad (3)$$

其中,

$$\left. \begin{aligned} \psi(s, 0) &= \sqrt{d/2s} \exp[-(\beta + i)\omega(s - d/2)/V_{La}] \\ \psi\left(s, \frac{\pi}{2}\right) &= \sqrt{d/2s} \exp[-(\beta + i)\omega(s - d/2)/V_s] \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$V_{La} = 3.4V_s/\pi(1 - \nu_s),$$

式中,  $\beta$  为阻尼比,  $V_s$  为剪切波速,  $\omega$  为圆频率,  $i = \sqrt{-1}$ 。

结合式 (1)、(2), 组成桩  $m$  沿深度方向的总土体位移  $u_{s,m}$ :

$$u_{s,m} = u_e + I_{mm} p_m + I_{mk} p_k + \psi_{mk}(s, \theta)(u_k - u_e) \quad (5)$$

桩  $m$  的运动方程通过有限差分形式表达:

$$\frac{E_p I_p}{h^4} D u_p + M \ddot{u}_p + C_x [\dot{u}_p - \dot{u}_e - \psi_{mk}(s, \theta)(\dot{u}_k - \dot{u}_e)] = -d p_p \quad (6)$$

式中,  $D$  为桩身第 2 至  $n$  点的有限差分系数矩阵,  $M$  和  $C_x$  分别是桩身质量和桩周土的黏滞阻尼矩阵,  $u_p$  和  $p_p$  分别是桩的水平位移和桩土接触压力, 加 “.” 数表示位移对时间的微分。

由于桩土接触压力相等, 式 (6) 代入式 (5), 可以得到桩  $m$  位移未知量  $u_m (=u_{s,m}=u_p)$  表达式。

$$\begin{aligned} [1 - \psi_{mk}(s, \theta)] u_e + \left\{ \frac{I_{mm} C_x}{d} [1 - \psi_{mk}(s, \theta)] + \right. \\ \left. \frac{I_{mk} C_x}{d} [1 - \psi_{km}(s, \theta)] \right\} \dot{u}_e = u_m + \frac{I_{mm}}{d} \left[ \frac{E_p I_p}{h^4} D u_m + \right. \\ \left. M \ddot{u}_m + C_x \dot{u}_m \right] - \frac{\psi_{km}(s, \theta)}{d} I_{mk} C_x \dot{u}_m - \psi_{mk}(s, \theta) u_k + \\ \frac{I_{mk}}{d} \left[ \frac{E_p I_p}{h^4} D u_k + M \ddot{u}_k + C_x \dot{u}_k \right] - \frac{\psi_{mk}(s, \theta)}{d} I_{mm} C_x \dot{u}_k \quad (7) \end{aligned}$$

式(7)与桩顶和桩底边界条件组成  $n+5$  个未知量, 包括桩节点 1 到  $n+1$  点, 以及桩顶和桩底分别两个额外节点, 两桩共有  $2 \times (n+5)$  未知量。由于关于时间的位移值  $u(t)$  可以用频域内  $U(i\omega)e^{i\omega t}$  表示, 得到频域内解答为

$$\left\{ \left[ 1 - \psi_{mk}(s, \theta) \right] E + i\omega \frac{I_{mm} C_x}{d} \left[ 1 - \psi_{mk}(s, \theta) \right] + i\omega \frac{I_{mk} C_x}{d} \left[ 1 - \psi_{km}(s, \theta) \right] \right\} U_e = \left[ E + \frac{I_{mm}}{d} \left( \frac{E_p I_p}{h^4} D - \omega^2 M + i\omega C_x \right) - \frac{i\omega \psi_{km}(s, \theta)}{d} I_{mk} C_x \right] U_m + \left[ -\psi_{mk}(s, \theta) E + \frac{I_{mk}}{d} \left( \frac{E_p I_p}{h^4} D - \omega^2 M + i\omega C_x \right) - \frac{i\omega \psi_{mk}(s, \theta)}{d} I_{mm} C_x \right] U_k \quad (8)$$

式中  $i = \sqrt{-1}$ ;  $\omega$  为激励频率;  $E$  为单位矩阵;  $U_m$  和  $U_k$  为桩的水平位移幅值; 阻尼  $C_x = 5d\rho_s V_s$ , 与文献[19]的模型一致;  $U_e$  为地震作用下附加土体位移幅值, 可以通过频域内水平土层一维地震响应分析得到桩身分段节点的土体水平位移幅值[22]。

## 1.2 位移系数

Poulos 等[23]对位移系数求解时, 假设桩为矩形的垂直薄条, 这与实际桩的形状并不符合。本文按下述方法修正了桩的薄条假设, 建立了圆形桩与土体相互作用的位移系数, Liang 等[20]验证了该修正方法的适用性。

在弹性半无限空间内任意点  $(x, y, z)$  上作用于水平方向的作用力  $P$ , 任意点产生的位移分量  $u_x$  可以由 Mindlin 解答给出, 表达式为

$$u_x = \frac{P}{G} f(v_s, x, y, z, c) \quad (9)$$

式中,  $G$  为土体剪切模量,  $c$  为荷载作用点深度。

若分段桩长深度方向作用力是均布荷载, 对深度方向  $[c_2, c_1]$  和宽度范围  $[d/2, -d/2]$  内积分可以得到矩形均布荷载  $P$  作用下, 作用在任意一点的位移:

$$u_x(v_s, x, y, z, c, s) = \frac{P}{G} \int_{-d/2}^{d/2} \int_{c_2}^{c_1} f(v_s, x, y-s, z, c) dcds \quad (10)$$

式(10)采用柱坐标表达, 则沿圆桩表面  $x$  方向的水平位移加权平均值, 作为水平位移基本值  $I_{ii}$ :

$$I_{ii} = \frac{P}{G} \int_0^{\pi/2} \int_{-d/2}^{d/2} \int_{c_2}^{c_1} f\left(v_s, \frac{d}{2} \cos \theta, \frac{d}{2} \sin \theta - s, z, c\right) \cos \theta dcds d\theta \quad (11)$$

式(11)采用自适应 Lobatto 数值积分求解[24]。

位移系数  $I_{mk}$  由桩  $k$  分段矩形面积上的均布荷载视为集中力作用与桩  $m$  分段点上的位移求得。 $I_{mk}$  中元素将式(9)中的  $x = s \cos \theta$  直接替代求解得到。

## 2 桩顶的水平阻抗与运动响应

### 2.1 动力相互作用因子

本文采用的动力相互作用因子与文献[7]一致, 根据桩顶荷载和位移边界条件, 固定桩顶的水平位移动力相互作用因子  $\alpha_{uf}$  为

$$\alpha_{uf}(\omega) = \frac{U(\omega) - U_0(\omega)}{U_0(\omega)} \quad (12)$$

式中,  $U(\omega)$  是在桩顶动力作用下两桩系统中单桩的位移幅值,  $U_0(\omega)$  为相同动力作用下单桩位移幅值。若固定桩顶的两桩仅受到地震在水平方向的作用, 通过式(12)可得到桩土运动响应相互作用因子  $\bar{\alpha}_{uf}$ 。

### 2.2 桩顶水平阻抗

群桩的桩顶阻抗简化方法较多采用动力相互作用因子进行的叠加计算[6, 16-17]。典型的桩顶与刚性承台刚接, 群桩位移等于各单桩的桩顶位移, 总外荷载等于各桩顶的水平力之和。群桩的水平振动阻抗  $K_G$  可以表示为[9]

$$K_G = \frac{H_G}{U_G} = k_G + ia_0 c_G \quad (13)$$

式中,  $a_0 = \omega d / V_s$ ,  $k_G$  和  $c_G$  分别为固定桩顶群桩水平动刚度和阻尼。

式(13)中  $H_G$  和  $U_G$  通过如下方法求解: 群桩桩数  $N$ , 材料和几何尺寸相同, 不考虑承台质量时, 承台在外部水平动力荷载作用下, 承台的水平位移  $U_G e^{i\omega t}$  与各桩的水平位移  $U_i e^{i\omega t}$  相等, 群桩水平荷载  $H_G e^{i\omega t}$  等于单桩的水平荷载  $H_i e^{i\omega t}$  之和, 即

$$U_G = U_i = \frac{H_i}{K_x^{(1)}} + \sum_{j=1, j \neq i}^N \frac{\alpha_{ij} H_j}{K_x^{(1)}} \quad (14)$$

$$H_G = \sum_{i=1}^N H_i \quad (15)$$

式中,  $\alpha_{ij}$  为固定桩顶的水平位移动力相互作用因子,  $K_x^{(1)}$  为单桩水平动力阻抗。

### 2.3 桩顶运动响应

在地震作用下, 桩土刚度差异引起桩和土相对运动差异, 是典型的桩土运动响应[25]。桩顶位移与自由场地地表位移的运动响应因子  $I_u = U_p(0)/U_e(0)$ [9, 26], 其中  $U_e(0)$  为自由场地地面的位移幅值。 $U_p(0)$  可以通过求解承台的水平位移  $U_G$  得到: 群桩桩数  $N$ , 材料和几何尺寸相同, 不考虑承台质量, 承台在水平简谐荷载  $H_G e^{i\omega t}$  的作用下, 承台的水平位移  $U_G e^{i\omega t}$  与各桩的水平位移  $U_i e^{i\omega t}$  相等, 群桩水平荷载  $H_G e^{i\omega t}$  等于单桩的水平荷载  $H_i e^{i\omega t}$  之和[7]。

$$U_G = U_i = U_s^{(1)} + \sum_{j=1, j \neq i}^N \bar{\alpha}_{ij} U_{jj} + \frac{H_i}{K_H^{(1)}} + \sum_{j=1, j \neq i}^N \frac{\alpha_{ij} H_j}{K_H^{(1)}} \quad (16)$$

$$H_G = \sum_{i=1}^N H_i, \quad (17)$$

式中,  $\alpha_{ij}$  是固定桩顶的水平位移动力相互作用因子,  $\bar{\alpha}_{ij}$  是桩土运动响应相互作用因子,  $K_H^{(1)}$  为单桩水平刚度,  $U_s^{(1)}$  为单桩在土体位移激励下的桩顶位移幅值。

当式(17)等于零时,  $I_u$  表示无质量的刚性承台在地震作用下桩顶位移与自由场地地表位移之比, 该参数可以用于评估上部结构的地震激励输入。

### 3 计算实例与对比分析

#### 3.1 与 BDWF 方法对比

BDWF 方法在分析群桩动力作用时依赖于单桩水平阻抗  $k_x + i\omega C_x$  的选用<sup>[27]</sup>, 其中  $k_x \cong \delta E_s$ ,  $\delta$  是与频率  $\omega$  相关的系数, 对所有土层和不同深度条件下都采用同样的值。在一般情况下,  $\delta$  对桩顶的变形影响较小, 但是  $\delta$  对桩身最大弯矩值却有重要影响<sup>[28]</sup>。

为验证本文方法的合理性, 分析的桩土模型由桩底位于基岩的自由桩顶的单桩、土层  $a$  和  $b$  组成<sup>[20]</sup>。假设土体为线弹性体, 在基岩地震激励  $U_g$  下, 产生沿竖向传播的剪力波, 波速比  $v_a = v_b = 1.73$ , 层厚  $H_a/H_b = 1$ , 密度  $\rho_a = \rho_b$ , 泊松比  $\nu_a = \nu_b = 0.4$ , 阻尼比  $\beta_a = \beta_b = 10\%$ 。桩体长径比  $L/d = 20$ , 桩土弹性模量比  $E_p/E_s = 500$ , 桩体密度  $\rho_p = 1.60 \rho_a$ 。

图2是在土体自振频率下本文方法与BDWF方法<sup>[27]</sup>计算得到的单桩弯矩对比图。BDWF方法需要合理选择  $\delta$  值才能得到比较准确的桩身弯矩, 如图2中  $\delta = 2.5$  是BDWF模型匹配动力有限元。本文方法通过土体位移系数, 考虑了深度方向上土体相互作用, 可以较为准确地获得桩身运动弯矩, 但对运动峰值弯矩预估偏大<sup>[20]</sup>。与BDWF方法相比, 无需得到相关经验系数  $\delta$  值, 保证了动力作用下桩基计算的准确性。

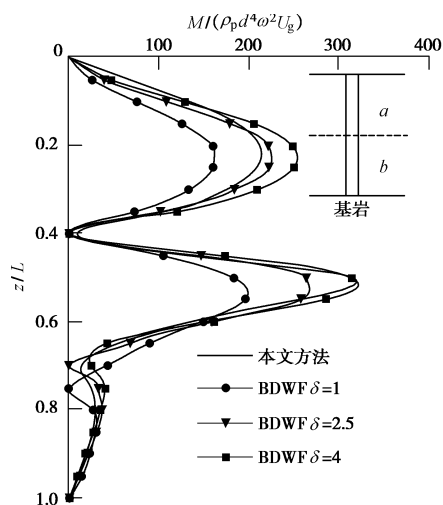


图2 土体自振频率下桩身弯矩幅值对比

Fig. 2 Comparison of bending moments for two-layer soils under natural frequency of deposit

图3是自由桩顶变形  $U_p(0)$  与激励幅值  $U_g$  比值与频率比  $\omega/\omega_1$  的谱值关系, 其中  $\omega_1$  为土体自振频率。与BDWF计算结果<sup>[28]</sup>对比表明, 本文方法对桩顶变形的动力响应计算与BDWF是一致的。

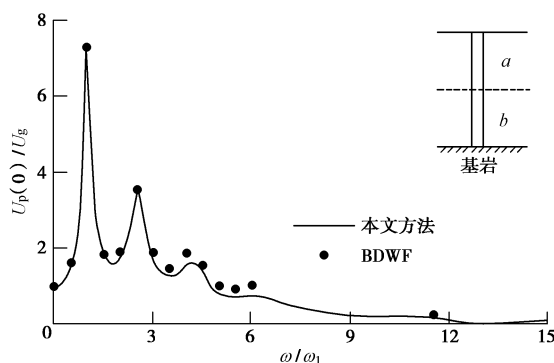


图3 桩顶变形幅值与激励频率的关系

Fig. 3 Relationship between amplitude of pile-head deflection and frequency in two-layer soils

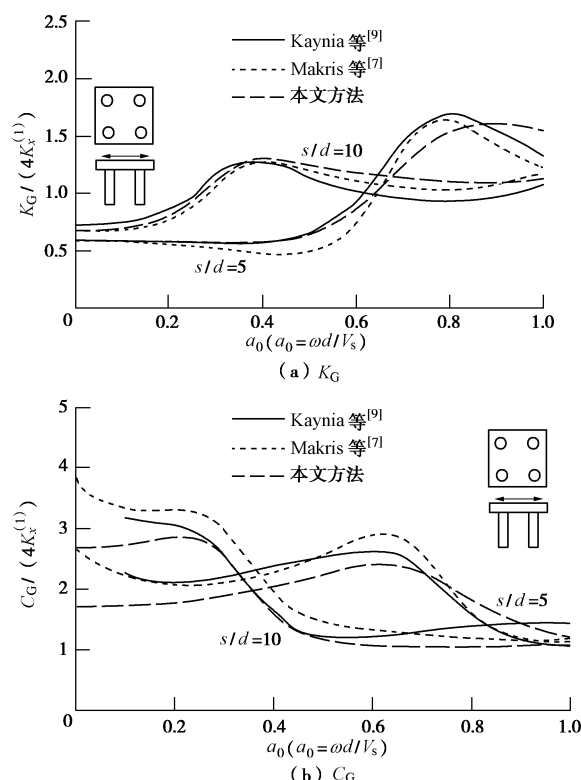


图4 固定桩顶  $2 \times 2$  群桩顶水平动力响应  $K_G + ia_0 C_G$

Fig. 4 Dynamic responses for  $2 \times 2$  square groups of fixed-head piles

#### 3.2 群桩水平阻抗

群桩基础仅在顶部作用动力荷载时, 本文方法计算  $2 \times 2$  和  $3 \times 3$  群桩桩顶阻抗采用均质地基中的近似相互作用系数<sup>[29]</sup>进行计算, 与BDWF解答<sup>[7]</sup>和边界积分基准解<sup>[9]</sup>进行对比分析(图4, 5)。桩土模量比  $E_p/E_s = 1000$ , 长径比  $L/d = 15$ , 土的泊松比  $\nu_s = 0.4$ , 阻尼比  $\beta_s = 5\%$ , 土桩密度比  $\rho_s/\rho_p = 0.7$ 。在桩间距为  $s/d = 5$  和 10 时, 群桩动力阻抗  $K_G + ia_0 C_G$  与文献[7, 9]的对

比表明本文解答与其它方法有较好的一致性。

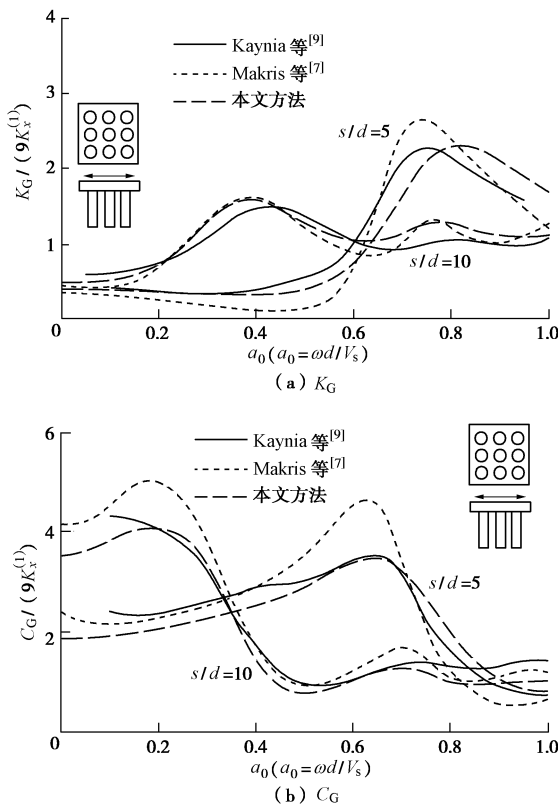


图5 固定桩顶  $3 \times 3$  群桩顶水平动力响应  $K_G + i a_0 C_G$

Fig. 5 Dynamic responses for  $3 \times 3$  square groups of fixed-head piles

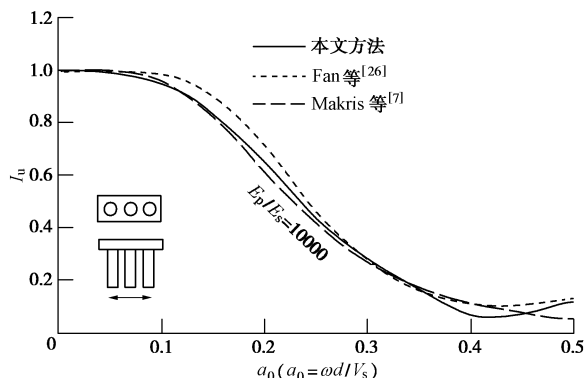


图6 固定桩顶的  $1 \times 3$  群桩运动响应

Fig. 6 Kinematic seismic responses of fixed-head  $1 \times 3$  pile groups

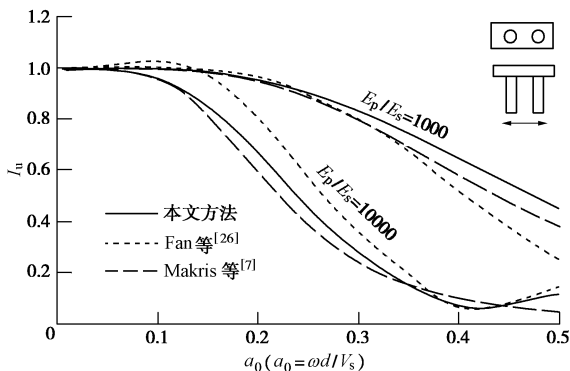


图7 固定桩顶的  $1 \times 2$  群桩运动响应

Fig. 7 Kinematic seismic responses of fixed-head  $1 \times 2$  pile groups

### 3.3 群桩桩顶运动响应

本实例计算的桩土模型采用固定桩顶的  $1 \times 3$ ,  $1 \times 2$  和  $2 \times 2$  群桩, 均质土层的土体假设成线弹性体, 土层厚度为 1.5 倍桩长。桩的长径比为  $L/d=20$ , 土的泊松比  $\nu_s=0.4$ , 阻尼比  $\beta_s=5\%$ , 土桩密度比  $\rho_s/\rho_p=0.7$ 。在基岩的地震激励下, 产生沿竖向传播的剪切波。本文方法与边界积分方法<sup>[26]</sup>和 BDWF 方法<sup>[7]</sup>计算得到的群桩桩顶与土的动力响应对比。图 6~8 的计算结果对比表明, 本文简化方法与边界积分的解法和 BDWF 解法是比较吻合, 可以准确地反映  $E_p/E_s$  和  $s/d$  的影响。

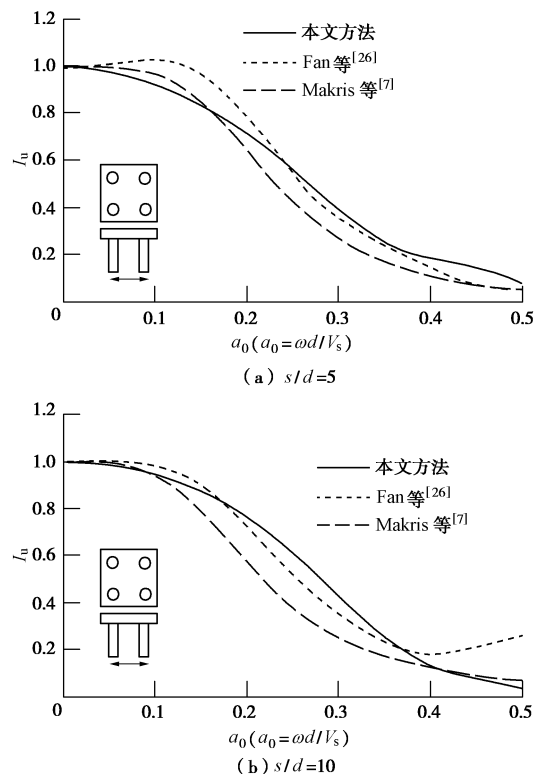


图8 固定桩顶的  $2 \times 2$  群桩运动响应

Fig. 8 Kinematic seismic responses of fixed-head  $2 \times 2$  pile groups

## 4 地震响应分析

本文采用  $3 \times 3$  群桩基础进行地震响应分析。群桩基础全部埋入土中, 桩顶受到刚性承台的约束, 桩的模量为 30000 MPa, 桩体密度为 2500  $\text{kg/m}^3$ , 桩长为 20 m, 桩径为 1.0 m, 桩间距为 3.0 m; 基岩上层土深度为 30 m, 土体的剪切波速为 200 m/s, 土体密度 1800  $\text{kg/m}^3$ , 泊松比为 0.4, 阻尼比  $\beta_s$  为 5%。将桩分成 20 段进行分析。图 9 所示为上海人工地震为波作为基岩激励, 加速度时程记录和反应谱, 峰值加速度为 35  $\text{cm/s}^2 (\approx 0.0357g)$ , 频域内自由场地一维地震响应分析得到桩身分段节点的水平位移。

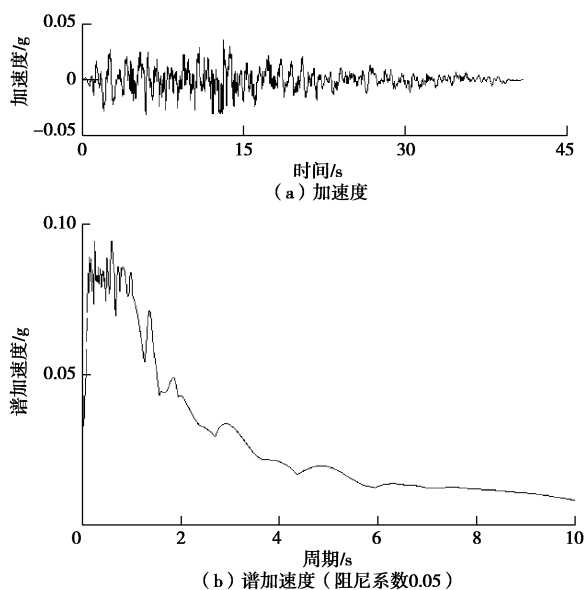


图 9 加速度时程和谱加速度

Fig. 9 Acceleration time history and response spectrum

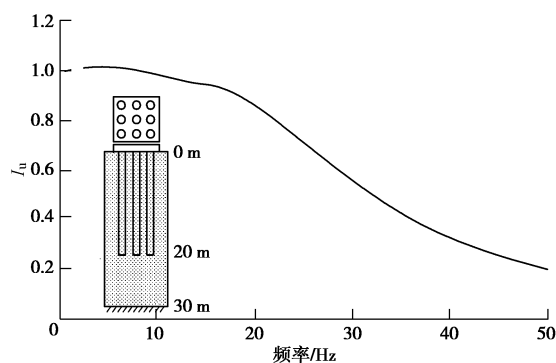


图 10 运动响应因子

Fig. 10 Kinematic response factor

图 10 是群桩顶运动响应因子随地震频率变化图。结果表明, 低频或长周期占主导的地震输入, 进行土-群桩基础-上部结构动力相互作用分析时, 可以近似采用自由场地的地表响应作为上部结构的地震运动输入进行分析; 但对于高频或短周期占主导的地震输入, 则需重视运动响应对运动输入的影响。

## 5 结 论

本文建立了群桩基础水平动力响应的简化边界元模型, 采用动力相互作用因子对群桩水平阻抗和桩土运动响应进行分析, 求解得到群桩水平动力响应的频域解答。通过算例分析得出以下 2 点结论。

(1) 该简化方法考虑了群桩动力相互作用及由土体位移引起的被动桩效应, 可以较准确地获得桩身运动弯矩。

(2) BDWF 方法在确定桩侧水平刚度时通常依赖于经验系数  $\delta$  值的选用, 与 BDWF 方法相比, 本文方法是基于 Mindlin 解得到桩周土的水平位移系数,

直接确定了桩侧水平刚度, 保证了动力作用下桩基计算的准确性。

需要指出的是, 本文方法忽略了地震作用下群桩基础的摇摆刚度, 若要全面地分析带承台群桩基础的振动阻抗, 需要考虑桩的竖向运动带来的影响。

## 参考文献:

- [1] MYLONAKIS G, NIKOLAOU A, GAZETAS G. Soil-pile-bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part I: Soft soil[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1997, **26**(3): 337 - 359.
- [2] FINN W D L. A study of piles during earthquakes: Issues of design and analysis[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2005, **3**(2): 141 - 234.
- [3] UCAK A, TSOPELAS P. Effect of soil-structure interaction on seismic isolated bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, **134**(7): 1154 - 1164.
- [4] GIANNAKOU A, GEROLYMOS N, GAZETAS G, et al. Seismic behavior of batter piles: Elastic response[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(9): 1187 - 1199.
- [5] DOBRY R, GAZETAS G. Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups[J]. Géotechnique, 1988, **38**(4): 557 - 574.
- [6] GAZETAS G, FAN K, KAYNIA A. Dynamic response of pile groups with different configurations[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1993, **12**(4): 239 - 257.
- [7] MAKRIS N, GAZETAS G. Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1992, **21**(2): 145 - 162.
- [8] MYLONAKIS G, GAZETAS G. Lateral vibration and internal forces of grouped piles in layered soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, **125**(1): 16 - 25.
- [9] KAYNIA A M, KAUSEL E. Dynamic stiffness and seismic response of pile groups[R]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 1982.
- [10] GAZETAS G, FAN K, KAYNIA A, et al. Dynamic interaction factors for floating pile groups [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(10): 1531 - 1548.
- [11] 周香莲, 周光明, 王建华. 水平简谐波荷载作用下饱和土中群桩的动力反应[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(8): 1433 - 1438. (ZHOU Xiang-lian, ZHOU Guang-ning, WANG Jian-hua. Dynamic response of pile group in saturated soil subjected to horizontal loads[J]. Chinese

- Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(8): 1433 - 438. (in Chinese))
- [12] CHAU K T, YANG X. Nonlinear interaction of soil-pile in horizontal vibration[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2005, **131**(8): 847 - 858.
- [13] ELNAGGAR M H, NOVAK M. Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996, **15**(4): 233 - 244.
- [14] ELNAGGAR M H, NOVAK M. Nonlinear lateral interaction in-pile dynamics[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1995, **14**(2): 141 - 157.
- [15] NOGAMI T, OTANI J, KONAGAI K, et al. Nonlinear soil-pile interaction model for dynamic lateral motion[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **118**(1): 89 - 106.
- [16] 黄茂松, 吴志明, 任青. 层状地基中群桩的水平振动特性[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(1): 32 - 38. (HUANG Mao-song, WU Zhi-ming, REN Qing. Lateral vibration of pile groups in layered soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(1): 32 - 38. (in Chinese))
- [17] 蒯行成, 沈蒲生. 层状介质中群桩水平动力阻抗的简化计算方法[J]. 振动工程学报, 1998, **11**(3): 11 - 17. (KUAI Xing-cheng, SHEN Pu-sheng. Simplified method for calculating horizontal dynamic impedances of pile groups in layered media[J]. Journal of Vibration Engineering, 1998, **11**(3): 11 - 17. (in Chinese))
- [18] ELAHI H, MORADI M, POULOS H G, et al. Pseudostatic approach for seismic analysis of pile group[J]. Computers and Geotechnics, 2010, **37**(1/2): 25 - 39.
- [19] TABESH A, POULOS H G. Pseudostatic approach for seismic analysis of single piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(9): 757 - 765.
- [20] LIANG F Y, CHEN H B, GUO W D. Simplified boundary element method for kinematic response of single piles in two-layer soil[J]. Journal of Applied Mathematics, 2013, Article ID 241482, doi:10.1155/2013/241482
- [21] PENZIEN J. Soil-pile foundation interaction[M]. New York: Prentice-Hall, 1970: 349 - 381.
- [22] HASHASH Y M A, PHILLIPS C, GROHOLSKI D R. Recent advances in non-linear site response analysis[C]// Fifth International Conference in Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 2010.
- [23] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design [M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [24] SHAMPINE L F. Vectorized adaptive quadrature in MATLAB[J]. Journal of Computational and Applied Mathematics, 2008, **211**(2): 131 - 140.
- [25] WU G, FINN W D L. Dynamic elastic analysis of pile foundations using finite element method in the frequency domain[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, **34**(1): 34 - 43.
- [26] FAN K, GAZETAS G, KAYNIA A, et al. Kinematic seismic response of single piles and pile groups[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(12): 1860 - 1879.
- [27] KAVVADS M, GAZETAS G. Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil[J]. Géotechnique, 1993, **43**(2): 207 - 222.
- [28] NIKOLAOU S, MYLONAKIS G, GAZETAS G, et al., Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements[J]. Géotechnique, 2001, **51**(5): 425 - 440.
- [29] GAZETAS G. Foundation vibrations[M]// FANG Hsai-yang, editor. Foundation Engineering Handbook. New York: Springer, 1991: 553 - 593.