

刚性桩复合地基地震响应的简化分析方法

徐自国, 宋二祥

(清华大学土木工程系, 北京 100084)

摘 要: 面对越来越大量的工程应用, 刚性桩复合地基的抗震性能成为亟待研究的课题。基于动力文克尔地基理论, 提出了单桩复合地基的地震响应分析模型, 推导了其地震响应的动力微分方程组, 并构造了有限差分的求解方法, 研究并探讨了不同影响因素变化下的地震响应性状, 得到了一些有益于工程设计的规律性结论。

关 键 词: 刚性桩复合地基; 地震响应; 动力文克尔模型

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

Reduced method to analyse seismic response of rigid pile composite foundations

XU Zi-guo, SONG Er-xiang

(Dept. of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: As rigid pile composite ground is getting more and more applications in construction engineering, the research on its anti-seismic behavior becomes very urgent. This paper is concerned with the seismic analysis of type of composite ground. A model is proposed, based on the Beam on Dynamic Winkler Foundation theory, for the analysis of a single pile composite ground. The partial differential equations for its seismic response are derived and the finite difference method is applied to obtain the numerical solutions. Comparative studies are carried out to investigate the effects of various influence factors on the earthquake response of this type of composite ground. Valuable findings are obtained which can be of importance for its design.

Key words: rigid pile composite foundation; seismic response; dynamic Winkler model

1 前 言

刚性桩复合地基是一种经济有效的人工地基, 目前, 在我国不少地区已得到广泛应用。但是对于这种地基的抗震性能, 目前却基本上没有研究。我国是一个多地震的国家, 为正确评价大量建造在这种复合地基上的高层建筑的抗震性能, 指导今后类似工程的设计, 开展对刚性桩复合地基动力特性及抗震设计理论的研究是非常必要而迫切的。

为了全面研究刚性桩复合地基的动力性能, 可借鉴桩基础动力响应研究的成果。到目前为止, 在桩基础地震反应研究中使用的方法主要有边界单元法^[1]、半解析公式法^[2,3]、动力文克尔弹性地基梁法(BDWF)^[4-6]及动力有限元分析法^[7]等。有限元方法虽能全面地考虑各种因素, 但是其建模复杂、参数不易确定以及计算耗时, 对于大量的工程设计无疑是不切实际的, 而动力文克尔地基梁法的概念清

晰, 方法简便, 并且大量的分析应用证明, 该方法对静力和水平方向动力荷载下桩的响应分析都具有良好的效果。

本文采用动力文克尔地基梁模型, 并考虑桩身的轴力效应, 推导了刚性桩复合地基在地震荷载作用下的动力微分方程, 构造了有限差分的求解格式, 给出了刚性桩复合地基在简谐地震荷载作用下的动力响应, 尝试探讨了刚性桩复合地基的地震反应性状, 得出了一些对刚性桩复合地基抗震设计有益的规律性结论。

2 理论假定

如图 1 所示, 与顶部受动力荷载不同, 在地震作用下桩的反应为被动模式, 即桩主要受地基土的运动作用而发生被动变形, 并产生抵抗作用。本文考虑水平地震作用, 在分析过程中采用如下假定:

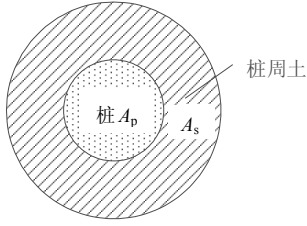


图 3 桩-桩周土体系截面示意图

Fig. 3 Cross section of the pile and its surrounding soil

由于桩周土只发生剪切变形，因此

$$dQ_s(z,t) = A_s \left(\frac{dG_s(z)}{dz} \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} + G_s(z) \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} + \eta_s(z) \frac{\partial^3 u(z,t)}{\partial z^2 \partial t} + \frac{d\eta_s(z)}{dz} \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z \partial t} \right) dz,$$

其中 A_s 为所考虑桩周一定范围内土的横截面积（如图 3 所示）；另外依照桩身位移-剪力的微分关系并考虑轴力效应，不难得到

$$dQ_p(z,t) = -E_p I_p \frac{\partial^4 u(z,t)}{\partial z^4} dz - N(z) \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} dz$$

式中 $N(z)$ ， E_p I_p 分别为桩身轴力、弹性模量及转动惯量；将上述二式代入式(3)并化简得：

$$\begin{aligned} E_p I_p \frac{\partial^4 u(z,t)}{\partial z^4} + N(z) \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} - A_s \left(\frac{dG_s(z)}{dz} \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} + G_s(z) \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} + \eta_s(z) \frac{\partial^3 u(z,t)}{\partial z^2 \partial t} + \frac{d\eta_s(z)}{dz} \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z \partial t} \right) + \\ (\rho_p A_p + \rho_s A_s) \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} + k_x(z) u(z,t) + c_x \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} = \\ k_x(z) v(z,t) + c_x \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} - (\rho_p A_p + \rho_s A_s) \frac{d^2 u_g(t)}{dt^2} \end{aligned} \quad (4)$$

与桩-桩周土复合体分析原理相同，给出桩端持力层的动力微分方程为：

$$\begin{aligned} (A_s + A_p) \left(\frac{dG_s(z)}{dz} \frac{\partial y(z,t)}{\partial z} + G_s(z) \frac{\partial^2 y(z,t)}{\partial z^2} + \eta_s(z) \frac{\partial^3 y(z,t)}{\partial z^2 \partial t} + \frac{d\eta_s(z)}{dz} \frac{\partial^2 y(z,t)}{\partial z \partial t} \right) - \\ \rho_s (A_s + A_p) \frac{\partial^2 y(z,t)}{\partial t^2} + k_x(z) (y(z,t) - v(z,t)) + \\ c_x \left(\frac{\partial y(z,t)}{\partial t} - \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \right) = \rho_s (A_s + A_p) \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (5)$$

对于上部结构，则可以采用结构动力学的分析方法得到其动力平衡微分方程。本文为了简化分析过程，将上部结构的惯性作用简化为集中于基础上的等效质量加以考虑，该等效质量的大小可根据规范的方法近似确定。

综上，式(1)，式(4)和(5)共同构成了地震荷载作用下刚性桩复合地基动力响应微分方程组。

弹簧刚度及阻尼器系数参考文献[9]取值如下：

$$\left. \begin{aligned} k_x(z) &\approx \delta E_s(z) \\ c_x &\approx 2\rho_s B(V_s + V_p) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中 $E_s(z)$ ， V_s ， V_p ， B 及 ρ_s 依次为地基土的压缩模量，剪切波速，压缩波速，桩-桩周土体系的等效宽度和地基土密度； δ 为不随深度变化的土-桩弹簧修正系数，根据 Kagawa^[9]等的研究， δ 的取值范围为 1.4~1.75 之间，一般取 1.5~1.6 可获得较好的模拟效果，因此本文中 δ 取为定值 1.5。值得注意的是该弹簧-阻尼器只在而且只应在桩身位移及速度与自由场响应之间存在差别时起作用，本文的模型显然符合这一要求。

3.3 边界条件

为了求解刚性桩动响应的结果，需要引入式(1)，(4)及(5)的边界条件：

远区地基土（第 1 式）为自由场运动，其边界条件为：地基土顶部剪应力为 0，且底部位移等于基岩运动；对于垫层部分（第 2 式），考虑到上部结构的重力效应，其顶部与基础底板紧密接触，因此近似地认为，垫层顶面的剪应力仅由上部结构的惯性作用产生，且分布均匀；垫层底部边界条件同桩顶。

对于桩和桩周土部分（式(4)），由于顶部存在 15~20 cm 的砂石垫层，其转动约束作用不强，可认为桩顶弯矩近似为 0；同时由于上部结构的重力效应，桩顶与垫层接触紧密，桩顶与垫层底部位移相等，且剪力大小相同；在桩端弯矩近似为 0，且桩尖位移与该处桩端持力层位移相等。桩端持力土层（式(5)）还需补充的边界条件为：上部与桩身在桩端部平面处剪力大小相等；底部相对基岩运动位移为 0。

写出上述边界条件的微分方程表达为：

$$\left. \begin{aligned}
 &G_s(z) \frac{\partial v(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=0} = 0 \\
 &v(z,t) \Big|_{z=h} = 0 \\
 &-E_p I_p \frac{\partial^3 u(z,t)}{\partial z^3} \Big|_{z=L} - N(z) \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=L} + A_s G_s(z) \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=L} = \\
 &\quad (A_s + A_p) G_s(z) \frac{\partial y(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=L} y(z,t) \Big|_{z=h} = 0 \\
 &A_c G_c \frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=-\Delta z} = -M_{upstructure} \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial t^2} \Big|_{z=-\Delta z} \\
 &-E_p I_p \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \Big|_{z=0} = 0 \\
 &u(z,t) \Big|_{z=0} = w(z,t) \Big|_{z=0} \\
 &-E_p I_p \frac{\partial^3 u(z,t)}{\partial z^3} \Big|_{z=0} - N(z) \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=0} + A_s G_s(z) \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=0} = \\
 &\quad (A_s + A_p) G_c \frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=0} - E_p I_p \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \Big|_{z=L} = 0 \\
 &u(z,t) \Big|_{z=L} = y(z,t) \Big|_{z=L}
 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中 Δz 为垫层厚度; L 为桩长; 其他符号同前。

4 简谐地震作用下刚性桩复合地基响应的求解

4.1 运动微分方程的差分求解

由于微分方程 (1), (4) 和 (5) 的形式复杂, 严格的解析解较难得到。本文考虑简谐振动, 并构造合适的差分格式来求解自由场和桩的地震响应的数值解。

设基岩顶部运动为 $\bar{u}_g = U_g \sin \omega t$, 将其改写为 $u_g = U_g e^{i\omega t}$, U_g 为简谐运动振幅, 按如此表达的地震动求解后, 取其虚部便为对应于前述实际地震动的反应。参考文献[10], 此时地基土和垫层粘滞阻尼为,

$$\eta_s(z) = \frac{2\lambda_s G_s(z)}{\omega}, \quad \eta_c(z) = \frac{2\lambda_c G_c}{\omega}.$$

在稳态振动条件^[5]下, 自由场、桩端持力层、垫层及桩身运动分别具有以下形式:

$$\begin{aligned}
 v(z,t) &= V(z) e^{i\omega t}, w(z,t) = W(z) e^{i\omega t}, u(z,t) = \\
 U(z) e^{i\omega t}, y(z,t) &= Y(z) e^{i\omega t}
 \end{aligned} \quad (8)$$

代入方程 (1), (4) 及 (5) 并简化得:

$$\begin{aligned}
 &-\omega^2 \rho_s V(z) - (1 + i2\lambda_s) \left(G_s(z) \frac{d^2 V(z)}{dz^2} - \right. \\
 &\quad \left. \frac{dG_s(z)}{dz} \frac{dV(z)}{dz} \right) = \omega^2 \rho_s U_g \quad (9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &-\omega^2 \rho_s W(z) - (1 + i2\lambda_c) G_c(z) \frac{d^2 W(z)}{dz^2} = \omega^2 \rho_c U_g \\
 &E_p I_p \frac{d^4 U(z)}{dz^4} - [-N(z) + A_s G_s(z)(1 + i2\lambda_s)] \frac{d^2 U(z)}{dz^2} - \\
 &\quad (10)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &A_s(1 + i2\lambda_s) \frac{dG_s(z)}{dz} \frac{dU(z)}{dz} + \\
 &[k_x(z) + i\omega c_x - \omega^2(\rho_p A_p + \rho_s A_s)] U(z) = (k_x(z) + i\omega c_x) \\
 &V(z) + \omega^2(\rho_p A_p + \rho_s A_s) U_g \quad (11)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &[k_x(z) + i\omega c_x - \omega^2 \rho_s (A_p + A_s)] Y(z) - (k_x(z) + i\omega c_x) W(z) - \\
 &(A_p + A_s)(1 + i2\lambda_s) \left(\frac{dG_s(z)}{dz} \frac{dY(z)}{dz} + G_s(z) \frac{d^2 Y(z)}{dz^2} \right) = \\
 &\quad \omega^2 \rho_s (A_p + A_s) U_g \quad (12)
 \end{aligned}$$

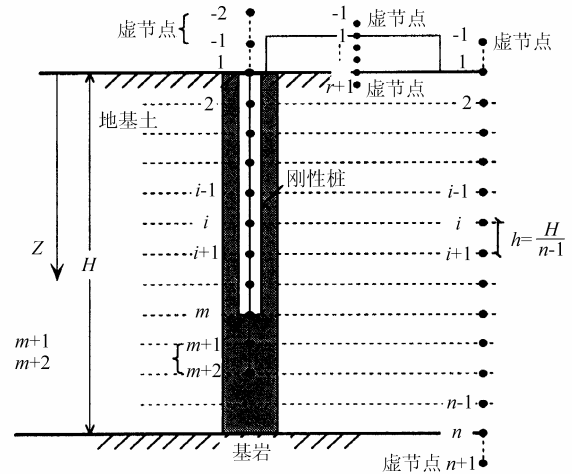


图4 刚性桩复合地基差分离散示意图
Fig. 4 The finite difference grid for the analysis

如图4所示, 地基土、垫层和刚性桩沿深度方向分别采用 n , r 和 m 个实节点划分网格。

对自由场和垫层微分方程 (9, 10 及 12) 引入 3 点差分格式, 桩-桩周土动力微分方程 (11) 引入等间距 5 点差分格式, 离散结果如下:

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{dG_s(z)}{dz} \frac{1+2i\lambda_s}{2h} - G_s(z) \frac{1+2i\lambda_s}{h^2} \right) Y^{i-1} - \left(\rho_s \omega^2 - 2G_s(z) \frac{1+2i\lambda_s}{h^2} \right) Y^i - \left(\frac{dG_s(z)}{dz} \frac{1+2i\lambda_s}{2h} + G_s(z) \frac{1+2i\lambda_s}{h^2} \right) Y^{i+1} = \rho_s \omega^2 U_g \\
& (A_s + A_p) \left(\frac{dG_s(z)}{dz} \frac{1+2i\lambda_s}{2h} - G_s(z) \frac{1+2i\lambda_s}{h^2} \right) Y^{i-1} + \left[k_x(z) + i\omega c_x - \left(\rho_s \omega^2 - 2G_s(z) \frac{1+2i\lambda_s}{h^2} \right) (A_s + A_p) \right] Y^i - \\
& (A_s + A_p) \left(\frac{dG_s(z)}{dz} \frac{1+2i\lambda_s}{2h} + G_s(z) \frac{1+2i\lambda_s}{h^2} \right) Y^{i+1} = (A_s + A_p) \rho_s \omega^2 U_g + (k_x(z) + i\omega c_x) Y^i \\
& - G_c \frac{1+2i\lambda_c}{dh^2} W^{i-1} - \left(\rho_c \omega^2 + \frac{2G_c}{dh^2} \right) W^i - G_c \frac{1+2i\lambda_c}{dh^2} W^{i+1} = \rho_c \omega^2 U_g \\
& E_p I_p \frac{U^{i-2}}{h^4} + \left[-\frac{4E_p I_p}{h^4} + \frac{N(z)}{h^2} - A_s \left(G_s(z) \frac{1+2i\lambda_s}{h^2} - \frac{dG_s(z)}{dz} \frac{1+2i\lambda_s}{2h} \right) \right] U^{i-1} + \left[\frac{6E_p I_p}{h^4} + 2 \frac{A_s G_s(z) (1+2i\lambda_s) - N(z)}{h^2} + \right. \\
& \left. i\omega c_x + k_x(z) - (\rho_p A_p + \rho_s A_s) \omega^2 \right] U^i + \left[-\frac{4E_p I_p}{h^4} + \frac{N(z)}{h^2} - A_s \left(G_s(z) \frac{1+2i\lambda_s}{h^2} + \frac{dG_s(z)}{dz} \frac{1+2i\lambda_s}{2h} \right) \right] U^{i+1} + \\
& E_p I_p \frac{U^{i+2}}{h^4} = (i\omega c_x + k_x(z)) Y^i + (\rho_p A_p + \rho_s A_s) \omega^2 U_g
\end{aligned} \tag{10}$$

式中 $h=H/(n-1)$; $dh=H_c/(r-1)$; H , H_c 分别为场地土层和垫层厚度; i 为第 i 个节点。上述差分格式的误差阶数分别为 h^2 , dh^2 , h^2 。

同理可以将边界条件式(7)用差分格式表示并代入差分方程进行求解, 限于篇幅就不再列出。

4.2 差分格式的优化

为了提高差分方法的计算效率及计算精度, 本文采用 Richardson 的外推法公式进行处理。计算步骤^[11]如下:

(1) 步长分别取 h , $h/2$ 和 $h/4$, 计算桩的位移曲线 $\{U\}^h$, $\{U\}^{h/2}$ 和 $\{U\}^{h/4}$

(2) 利用外插公式计算得 $\{U\}^{ext1} = \frac{4\{U\}^{h/2} - \{U\}^h}{3}$

和 $\{U\}^{ext2} = \frac{4\{U\}^{h/4} - \{U\}^{h/2}}{3}$

(3) 最后利用外推公式 $\{U\} = \frac{16\{U\}^{ext2} - \{U\}^{ext1}}{15}$

计算得到最后的值。

经过 Richardson 方法处理后, 差分结果的精度由原来的 $O(h^2)$ 提高到 $O(h^6)$ 。计算表明效果非常好。

5 刚性桩复合地基地震反应性态的计算分析

本节通过计算来研究刚性桩地震反应的一些影响因素, 包括桩长、土体模量、地震频率等参数变化的影响。而其他参数的取值如下: 基岩以上覆盖土层厚度为 20 m, 泊松比 0.3, 阻尼比近似取 10%, 密度 $1.8 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$; 垫层厚 20 cm, 面积 2 m^2 , 模量 40 MPa, 泊松比 0.3, 密度 $2.2 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$; 刚性

桩桩径 0.4 m, 桩身混凝土模量 25.5 GPa, 密度 $2.5 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$; 实际刚性桩复合地基中, 桩间距一般为 2.5~4 倍桩径, 同时参考文献[4], 近似取桩周 1 倍桩径范围内(从桩心计)的土体计入计算范围; 上部集中质量 20; 输入地震为正弦波。

5.1 刚性桩与桩基础的动力响应对比分析

地震作用下, 刚性桩复合地基与桩基础反应有何差异, 是众多工程技术人员非常关心的一个问题。按本文的分析方法, 如果采用桩基础的边界条件^[1,2], 并去除垫层即可分析一般桩基础的动力响应。

本文对同一种地基土分别采用刚性桩复合地基和桩基础进行了计算分析, 从一个侧面对上述问题进行了探讨。如图 5 所示, 其中桩长为 10 m, 基岩运动频率 2 Hz, 加速度峰值 0.2 g, 地基土为匀质土层, 压缩模量为 20 MPa。

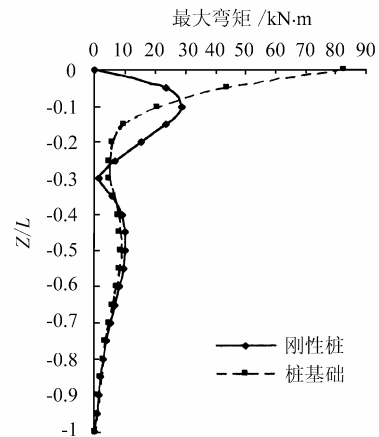


图 5 刚性桩与桩基础桩身最大弯矩
Fig. 5 Comparison of maximum moment in the piles

可以看出, 由于桩顶约束条件的差异, 刚性桩与桩基的响应显著不同。桩基础最大弯矩出现在桩顶, 而刚性桩出现在距桩顶约 $0.1L$ 的位置, 此外, 刚性桩最大弯矩的数值仅为桩基础的 30% 左右, 该结论与我们用有限元分析的结果^[12]一致。可见由于垫层的存在, 使得刚性桩桩顶的约束状况得到放松, 因而桩身弯矩较小, 弯矩分布也较均匀。

5.2 刚性桩动力响应中的轴力效应

在承受竖向荷载的条件下, 刚性桩中的轴力可能会因桩身发生较大的横向位移而引起较大的附加弯矩, 这将对刚性桩复合地基的工作性能可能会产生不利影响。

刚性桩复合地基的地基承载力标准值一般为 300 kPa~600 kPa, 而桩对竖向荷载的分担比约为 60 %~80 %^[13]。本文假设复合地基的竖向应力为 400 kPa, 则桩中轴力最大值约为 1 280 kN。图 6 表示在常轴力条件下, 不同桩长时的最大弯矩, 输入地震频率为 2 Hz, 加速度峰值 0.2 g; 地基土为均质土层, 模量为 20 MPa。

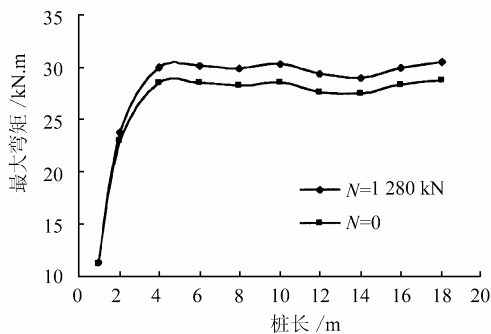


图 6 轴力相同不同桩长的最大弯矩

Fig. 6 Maximum moment for different pile length and axial forces

由图 6 可以看出, 当桩较短时, 轴力对桩身弯矩的影响很小; 当桩长增加, 因而柔性增大时, 轴力产生的附加弯矩较明显, 但是随着桩长的增加, 该附加弯矩的大小趋于稳定, 约为无轴力时的 7%。

5.3 均质土层、不同桩长对比

在算例 5.2 计算条件下, 由图 6 可以看出, 桩身最大弯矩随桩长增大而增大, 桩越短、越刚, 弯矩则越小, 当桩长大于 4 m 后, 桩身最大弯矩趋于稳定。

在同样计算条件下, 桩身最大弯矩的位置 (如图 7 所示) 位于桩顶下部约 1 m 处。这表明, 刚性桩对地基土的加强作用在桩身上部较为明显。

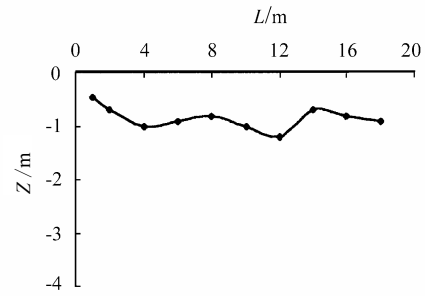


图 7 不同桩长最大弯矩位置

Fig. 7 Position of maximum moment for piles of different length

5.4 不同场地土条件下桩响应对比

假设地基土为均质土层, 变化地基土模量; 刚性桩桩长 10 m; 输入的基岩运动频率 2 Hz, 加速度峰值 0.2 g; 不考虑桩身轴力影响, 计算结果为图 8 所示。

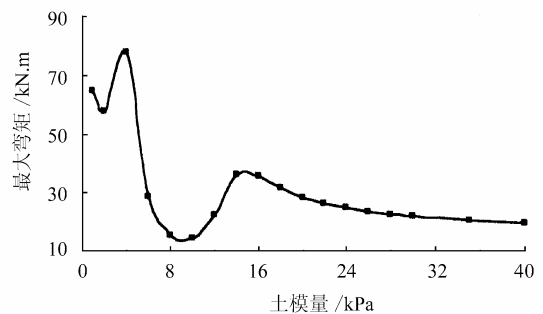


图 8 不同场地土桩身弯矩

Fig. 8 Maximum moment for different soil

由图可知, 桩身最大弯矩随场地土模量的增大, 总体呈现逐渐减小的趋势。这说明, 场地土越软, 桩对土层振动的抵抗作用增大, 因而桩身弯矩也会增大。该结论与有限元计算结果^[11]一致。经计算发现, 图中两个峰值对应的场地土的自振频率均约为 2.0 Hz (但分别为第 3 阶和第 2 阶), 与输入地震动频率接近, 因而造成共振, 使弯矩增大。

5.5 不同频率地震输入下桩的响应

假设场地土为均质土层, 模量为 20 MPa, 刚性桩长为 10 m, 亦不考虑桩身轴力。保持输入地震的加速度峰值 0.2 g 不变, 变化输入基岩运动的频率与幅值, 得到桩身最大弯矩与输入简谐地震频率之间的关系曲线如图 9 所示。

由图可知, 由于共振, 桩身最大弯矩在 0~8 Hz 范围内, 出现了 3 个峰值, 分别为 0.8 Hz, 2.5 Hz 及 5.0 Hz 位置。经计算, 场地土前 5 阶自振频率分别为 0.82 Hz, 2.45 Hz, 4.10 Hz, 5.72 Hz 及 7.35 Hz。

这表明, 刚性桩复合地基体系的自振频率, 低频主要由场地土控制, 因此, 设计中场地土的自振频率可以作为重要的参考。

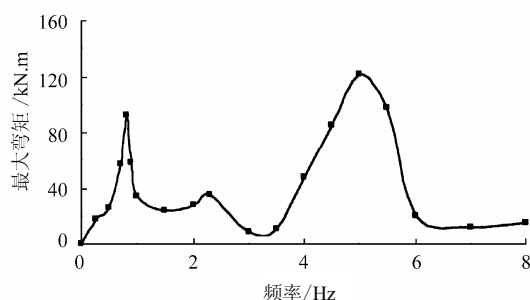


图9 不同频率桩身最大弯矩

Fig. 9 Maximum moment of pile under different shaking frequency

6 结论

本文基于动力文克尔地基梁理论, 结合刚性桩复合地基的构造特点, 推导了其在地震荷载作用下的动力平衡方程, 并构造了微分方程组的差分求解格式, 进而对一些影响因素进行了计算分析, 所得主要结论如下:

(1) 由于垫层的存在, 在相同地震作用下, 刚性桩桩身最大弯矩明显小于普通桩基;

(2) 在正常的承载范围内, 刚性桩轴力与横向变形耦合效应的影响不大, 因此在其横向承载力设计时, 可以不用考虑轴力的耦合作用;

(3) 地震作用下, 刚性桩复合地基单桩的最大弯矩位置出现在桩的上部; 且桩越长, 最大弯矩越大, 当桩长增大到一定值后, 趋于稳定;

(4) 桩身最大弯矩与地基土的性质有直接的关系, 土层越弱, 桩的最大弯矩越大;

(5) 除共振区域外, 刚性桩的最大弯矩随地震频率变化不大。

本文只对单桩复合地基进行了简谐地震输入下动力响应的计算分析。进一步可以考虑地基土分层等实际情况, 并引入 FFT 方法进行实际地震输入下的求解分析, 以求对复合地基的地震响应规律有更全面、深入地认识。

参考文献

[1] Kaynia A M, Kausel E. Dynamic stiffness and seismic response of pile groups research report R82-03[R]. Mass: Massachusetts Institute of Technology Cambridge, 1982.

- [2] Nogami T, Jones H W, Mosher R L. Seismic response analysis of pile-supported structure: assessment of commonly used approximations[A]. **Proceedings of 2nd international conference: Recent advancements of geotechnical earthquake engineering and soil dynamics** [C]. [s.l]: Saint Louis, 1991. 931—940.
- [3] 王立忠, 柯瀚, 陈云敏, 吴世明, 张伟民. 地震荷载作用下水泥搅拌桩的动力响应[J]. 振动工程学报, 1998, 11(4): 416—423.
- [4] Hesham M, Naggar E I, Kevin J. Bentley. Dynamic analysis laterally loaded piles and dynamic p-y curves [J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2000, 37: 1166—1183.
- [5] Nicos Makris, George Gazetas. Dynamic Pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response [J]. **Earthquake Engineering and Structure Dynamics**, 1992. 21: 145—162.
- [6] 刘宗贤, 李玉亭. 单桩基础在无限层地基中的横向地震反应分析[J]. 四川地震, 1994. 3: 32—44.
- [7] Guoxi Wu, Liam Finn W D. Dynamic nonlinear of pile foundations using finite element method in the time domain[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1997. 34: 44—52.
- [8] 谢定义. 土动力学[M]. 陕西: 西安交通大学出版社, 1988. 267—380.
- [9] Takaaki Kagawa. Lateral Pile-Group Response Under Seismic Loading[J]. **Soils and Foundations**, 1983, 23(4): 75—86.
- [10] 吴世明. 土动力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. 186—240.
- [11] 徐自新. 微分方程近似解[M]. 上海: 华东化工学院出版社. 1990. 183—214.
- [12] 徐自国, 宋二祥. 刚性桩复合地基抗震性能的有限元分析[J]. 岩土力学, 2004, 25 (2): 179—184.
- XU Zi-Guo, SONG Er-Xiang. Finite element analysis for seismic response of rigid pile composite foundations[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(2): 179—184.
- [13] 池跃君. 刚性桩复合地基工作机理及沉降计算方法的研究[博士学位论文 D]. 北京: 清华大学, 2003.