

地震作用下预应力混凝土管桩运动响应三维数值分析^①

陈思奇^{1,2}, 梁发云^{1,2}, 陈海兵¹, 黄茂松^{1,2}

(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:基于黏弹性人工边界,建立上部结构-桩-土的共同作用三维有限元模型,分析地震作用下预应力混凝土管桩的运动响应特性。分别针对预应力混凝土管桩的桩径、双层软硬土剪切波速比值、上覆土层厚度、上部结构荷载等影响因素进行数值计算。参数分析表明:在地震作用下,桩径的增大会导致桩身整体弯矩相应增加,特别是桩身土层分界面处增大明显;软硬土层剪切波速比及上覆土层厚度的增加,引起土层分界面处桩身峰值弯矩增加;固定桩头条件下,桩头与桩身软硬土层分界面处均会产生较大的运动弯矩;上部结构的惯性荷载对固定桩头的内力有着较大影响,对桩身深处段弯矩影响较小。本文研究结论可为预应力混凝土管桩抗震设计提供有益的理论参考。

关键词: 预应力管桩; 地震作用; 运动响应; 数值分析; 三维有限元

中图分类号: TU47

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2015)01-0055-06

DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2015.01.0055

Characteristics of Bending Moment Distribution in Prestressed Concrete High Pilings During Earthquakes

CHEN Si-qi^{1,2}, LIANG Fa-yun^{1,2}, CHEN Hai-bing^{1,2}, HUANG Mao-song^{1,2}

(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: During earthquakes, piles undergo stresses due to both the motion of the superstructure (inertial interaction) and that of the surrounding soil (kinematic interaction). Based on the artificial viscoelastic boundary, a 3D numerical model of seismic performance for superstructure-pile-soil interaction was developed to analyze the kinematic response of PHC pile (prestressed high concrete pipe pile) during earthquakes. The kinematic seismic interaction of single piles embedded in soil was evaluated by focusing on the bending moments induced by the transient motion. Considering the conditions of layered soil, factors influencing the analysis included PHC pile diameter, the ratio of shear wave velocities between two soil layers, the depth of embedded soil, and the inertial loading of the superstructure. The results indicated that pile diameter affects the amplitude of bending moments at the pile head. Specifically, at the interface between layers for a given soil deposit, the bending moment increased as the pile diameter increased, especially at the interface of two soil layers. In soil profiles where the transition between layers was distinct, the bending moments in the pile were significant, especially near the interface of soil layers with highly contrasting stiffness. The bending moment at the interface between two soil layers of soil increased when the ratio of shear wave velocities increased. An increase in the depth of overlying soil in two soil

① 收稿日期: 2014-08-20

基金项目: 国家自然科学基金项目(41172246, 91315301-05)

作者简介: 陈思奇(1989—), 男, 福建厦门人, 硕士研究生, 主要从事桩基础方面的研究. E-mail: chensiqiste@sina.com

通讯作者: 梁发云(1976—), 男, 安徽肥东人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事桩基础、深基坑工程及桥梁冲刷等方面的研究与教学工作. E-mail: fyliang@tongji.edu.cn

layers would also cause an increase in the pile bending moment at the interface between the two layers. The fixed head of a pile and the interface of two soil layers would increase the bending moment. The superstructure had an important influence on the bending moment of the pile head, but not for the deep section of the pile. The conclusions of this study will lead to recommended reference criteria for the seismic design PHC piles

Key words: prestressed high concrete pipe pile; earthquake action; motion response; bending moment distribution; 3D finite element

0 引言

预应力混凝土管桩(简称 PHC 管桩)由于具有较高的竖向承载力和抗弯性能,以及单位竖向承载力造价便宜等优势,在基础工程中得到了广泛应用。在地震作用下,惯性响应和运动响应是影响其抗震性能的主要方面。然而,工程师在设计中较为关注上部结构产生的惯性荷载对桩基础的影响,对桩土运动响应则大多未加以考虑,在我国的相关设计规范中对结构-桩-土的动力相互作用的分析也不够充分。PHC 管桩在历次地震中的抗震性能表现不尽如人意,例如日本阪神地震的震害调查表明,PHC 管桩的桩头与土层界面部位的桩身破坏较为普遍^[1]。究其原因,不仅是因为 PHC 管桩的水平抗剪和抗侧移能力较差,而且地震荷载对桩身的动力响应也可能造成桩身应力在这些位置处发生突变。所以地震作用下桩土运动响应对 PHC 管桩桩身受力影响需要进行深入分析。

目前,桩土运动响应研究主要采用动力 Winkler 地基模型进行分析^[2-3],尽管其简单实用,但毕竟难以合理地描述半无限连续土体介质的阻尼和上部结构的惯性效应。为了合理描述土体的非线性以及桩土界面的分离,需要完整的桩-土-上部结构动力相互作用三维有限元分析。Maiorano 等^[4]利用三维有限元分析法研究分层土不同剪切波速比下固定桩头桩身弯矩响应。Sica 等^[5]研究了地震荷载下土体塑性指数并模拟分析了多种不同典型地震波对桩身运动响应的影响,提出相关经验公式。郑刚等^[6]采用 ANASYS 软件建立考虑框架-桩-成层土的二维数值分析模型,针对桩身内力的重要影响因素进行参数分析。

为评估预应力管桩在地震作用下的抗弯性能,针对预应力管桩的桩径、上覆土层厚度、双层软硬土动剪切波速比值、上部结构荷载等影响因素,进行综合全面地分析。本文基于黏弹性人工边界,采用 Abaqus 有限元软件,建立上部结构-桩-土的共同作用的三维有限元模型,分析地震荷载下 PHC 管桩

的运动响应特性,为 PHC 管桩受弯性能的抗震设计提供依据。

1 有限元模型建立

1.1 模型基本尺寸

参照文献^[7]的建模方法,建立如图 1 所示模型,模型土体长宽均为 40 m,桩身采用外径为 600 mm,壁厚 130 mm 的 B 型 PHC 管桩^[8],桩长均为 20 m。上部结构采用等间距矩形质量块代替对模型进行简化,以便对其进行定量分析。图 1 中 H 为土层总厚度, H_1 、 H_2 分别为上覆土与下卧土厚度, V_{s1} 、 V_{s2} 分别为两层土的剪切波速, L 为桩身长度。质量块为 100 kN,相隔间距为 2 m。

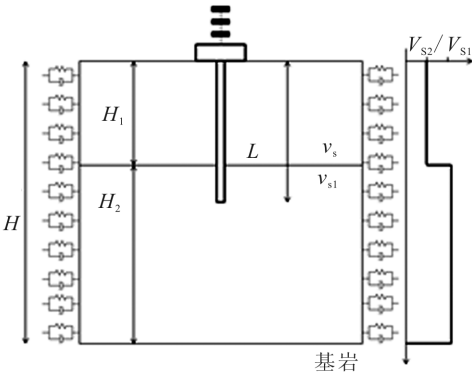


图 1 简化模型示意图及土层分布
Fig.1 The simplified model and soil layers distribution

1.2 本构模型和材料参数

为简化计算,桩身、土体、承台、钢筋均采用线弹性本构模型,并且假定土层间呈均质水平分布且各向同性。为减小计算量,取半结构进行计算。上部结构-桩-土模型划分为 39 340 个单元,土体、承台、桩身均采用八结点线性六面体单元、钢筋采用三结点二次三维桁架单元模拟,网格划分如图 2 所示,桩身以及桩周土划分较密,桩底土与上部结构网格划分较粗。

本文考虑在地震作用下,桩土接触面可能发生脱开现象,需要在桩土相互作用中设置接触条件,接

触面切向采用罚函数,接触面摩擦系数为 0.364,即接触面内摩擦角 $\tan 20^\circ$;法向采用硬接触,桩底采用“Tie”与桩底土约束,桩身内部钢筋与桩体相互作用采用内置区域接触,对称面采用垂直于立面固定约束。为了方便比较,从桩头至桩底依次设置 21 个等距参考面。

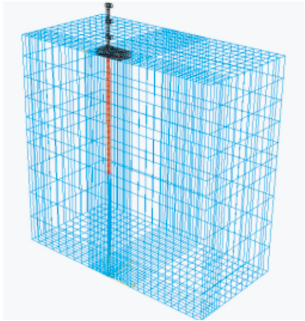


图 2 三维有限元网格

Fig.2 Grid graph of the 3-D finite element model

系统阻尼比 ζ 采用文献[3]中的建议值 0.05,土体材料阻尼选用 Rayleigh 阻尼即:

$$C = \alpha M + \beta K \tag{1}$$

其中 α, β 值有如下关系:

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\xi_i\omega_j - \xi_j\omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \tag{2}$$

$$\beta = \frac{2(\xi_j\omega_j - \xi_i\omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \tag{3}$$

通过线性摄动中的频率提取步进行模态分析,并根据 Amorosi^[9] 建议方法选择 i, j 得到 ω_i, ω_j ;代入上式求得 α, β 。

B 型 PHC 管桩和承台的材料参数如表 1 所示,土体材料的动力参数如表 2 所示。

表 1 桩材料参数

Table 1 Material parameters of pile

材料	$\gamma/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	E/MPa	ν
承台	2 500	3×10^4	0.25
桩	2 500	3.9×10^4	0.25
钢筋	7 800	2×10^5	0.2

表 2 土体材料动力参数

Table 2 Dynamic parameters of soil

材料	$\gamma/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	$\nu_s/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	ν
土①	1 580	200	0.49
土②	1 800	400	0.47

1.3 地震波的输入与边界条件

地震波输入采用在模型底面即基岩处施加等效节点加速度边界条件的方法实现。本文所选用的地震波为《建筑抗震设计规程 DGJ08—9—2003》^[10] 中

加速度峰值为 35 cm/s^2 的上海人工波 1(以下简称 SHWN1),并根据规范中规定,抗震设防烈度Ⅷ时设计地震加速度为 0.20 g ,将 SHWN1 波乘以常数加以放大至加速度峰值 1.96 m/s^2 ,放大后的加速时程曲线图与 5%加速度反应谱如图 3 所示。

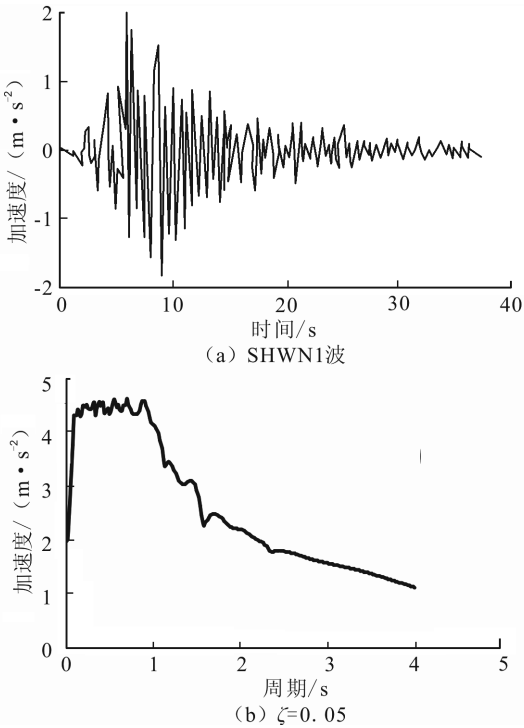


图 3 SHWN1 波加速时程曲线和 5%加速度反应谱图
Fig.3 Acceleration time history curve and 5% acceleration response spectrum under SHWN1 wave

在分析土体地震受荷响应问题时,真实土体为半无限空间,由于人为截取的地基空间限制,忽略了远场刚度和阻尼对系统振动的影响。弹性波会因此在有限域内发生反射形成“盒子效应”导致模拟失真。

本文模型边界条件采用黏弹性人工边界,即在土体边界采用相互平行的弹簧和阻尼器组成的单元,防止边界外发生地震波反射。单元系数采用 Novak^[11] 建议取值方法,即:

$$k_r = \frac{G_s}{r_0} [S_1(\alpha_0, \nu_s, \xi) + iS_2(\alpha_0, \nu_s, \xi)] = K + i\omega C \tag{4}$$

S_1, S_2 为封闭解得到的无量纲参数,并给出了刚度阻尼系数与无量纲频率的关系,可得到:

$$K = \frac{G_s \cdot S_1}{r_0} \tag{5}$$

$$C = \frac{G_s \cdot S_2}{\omega r_0} \tag{6}$$

其中 G_s 为土体剪切刚度; r_0 为桩轴至边界距离; ω

为荷载主频率,可将地震波进行 Fourier 变换,由 Fourier 振幅谱得到荷载主频率。

2 算例验证

算例 1 与文献[4]中有限元模型一致的条件进行验证,桩与上覆土层刚度比为 460,阻尼比为 5%,上覆土层厚度为 15 m,下卧土层厚度 15 m。算例 2 与文献[5]进行验证,桩与上覆土层刚度比为 470,阻尼比为 20%,上覆土层厚度为 15 m,下卧土层厚度 20 m。算例 1 与算例 2 均采用地震波 Tolmezzo (A-TMZ000),加速度峰值为 0.357 g,上覆土剪切波速为 100 m/s,下卧土剪切波速为 400 m/s,桩长 20 m。加速度时程曲线与 5%加速度反应谱如图 4 所示。

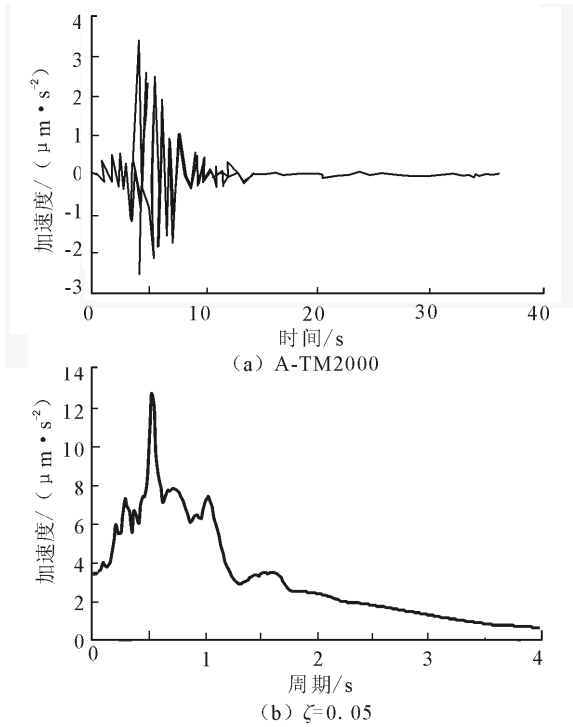


图 4 A-TMZ000 波加速时程曲线图与 5% 加速度反应谱

Fig. 4 Acceleration time history curve and 5% acceleration response spectrum under A-TMZ000 wave

图 5 表示 A-TMZ000 地震波作用于固定桩头形式且无上部惯性荷载情况下,其桩身弯矩峰值分别与文献[4]、[5]中模拟结果对比。

从图 5 可看出:本文所得桩身最大弯矩点出现在土层分界面处,且在此处桩身弯矩变化明显,桩身上段弯矩变化不大,桩底部弯矩逐渐趋于零,与文献[4]、[5]中的桩身弯矩变化趋势基本一致。说明本文模型反应桩土相互作用的运动响应是可行的。

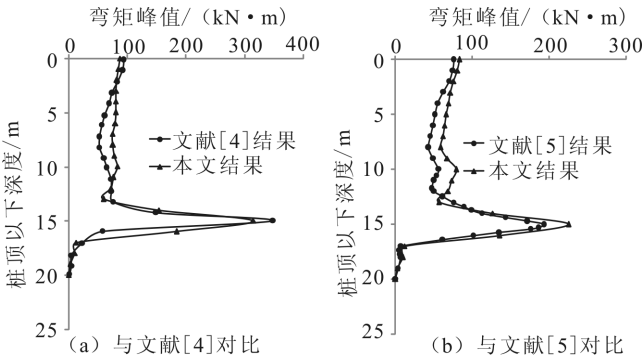


图 5 桩身弯矩峰值对比图

Fig.5 Comparison of the peak bending moments at the pile body

3 参数分析

考虑上部结构-桩-土相互作用的 PHC 管桩在地震荷载下运动响应受到多方因素影响。图 6 为放大后的 SHWN1 波作用于图 1 模型下得到的桩身峰值弯矩、剪力图。

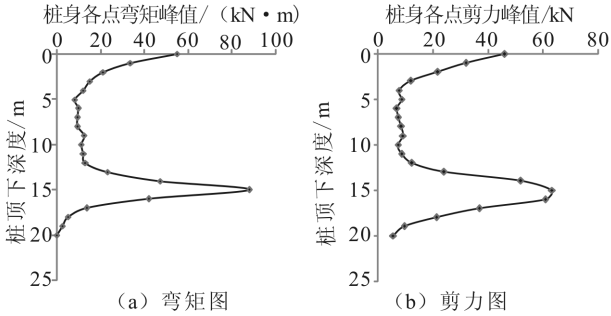


图 6 弯矩和剪力桩身峰值图

Fig.6 Peak bending moments and shearing forces at the pile body

图 6 中可看出:在地震荷载作用下,桩顶与土层分界面处的桩身弯矩峰值明显大于其他部位,各点剪力峰值曲线也有相同的特征,符合文献[6]得到的地震作用下分层土桩身受力分布。桩头与土层分界面处的桩身受力状况是抗震设计中重点关注的位置,本文将通过控制变量法,分别考虑桩径、相邻土层剪切波速比、上覆土层厚度、上部结构荷载对地震作用下桩身运动响应弯矩的影响规律。

3.1 桩径对桩身运动响应的影响

首先以图 1 模型为基础,考察相同剪切波速比、上覆土层厚度和上部结构荷载,但桩径不同情况下的桩土运动响应,并通过比较 0.2、0.4、0.6、0.8 和 1.0 m 桩径情况下的桩身弯矩进行分析,弯矩峰值包络图如图 7 所示。

从图 7 中可看出:在剪切波速比、上覆土层厚度

和上部结构荷载不变的情况下,随着桩径的增大,除桩头部分变化较小,其余桩段整体弯矩有明显增大。相较于桩径为 0.2 m 的桩身弯矩峰值,0.4、0.6、0.8 和 1.0 m 桩土分界面处最大弯矩峰值增大倍数分别为 3.2、8.9、20.1 和 41.2 倍,当桩径为 0.2 m 和 0.4 m 时,桩身最大弯矩出现在桩头位置;当桩径为 0.6、0.8 和 1.0 m 时,桩身最大弯矩出现在土层分界面处。

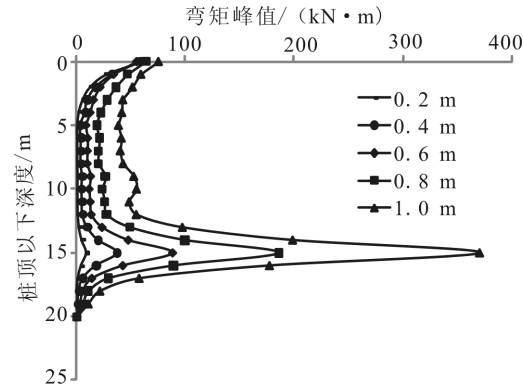


图 7 不同桩径对桩身弯矩影响

Fig.7 Effects of different pile's diameters on bending moments at the pile body

3.2 分层土剪切波速比对桩身运动响应的影响

本节考察桩径、上覆土层厚度和上部结构荷载相同,但土层剪切波速比不同的情况下,通过改变下卧土层的剪切波速从而改变分层土剪切波速比,讨论相邻分层土剪切波速比对桩身运动响应的影响,桩身弯矩峰值包络图如图 8 所示。

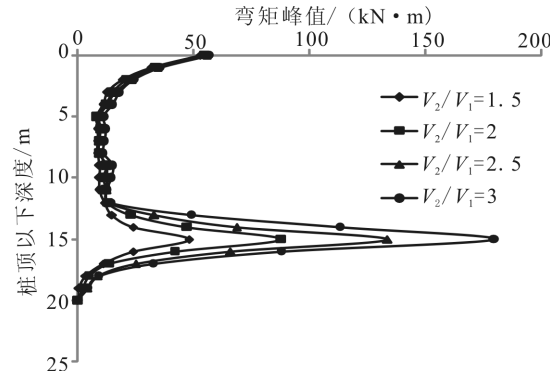


图 8 动剪切波速比对桩身弯矩影响

Fig.8 Effects of different V_2/V_1 on bending moments

从图 8 中可看出:相对于双层土剪切波速比值为 1.5 情况下,比值为 2、2.5 和 3 的峰值弯矩最大值增幅分别为 96.4%、178.4% 及 274.0%。分层土情况下土层分界面处桩身弯矩剪力明显增大,土层间剪切波速比对桩土分界面处桩身影响也较大。随着剪切波速比值的增大,桩土分界面处弯矩峰值也随

之增大,而剪切波速比值对桩土分界面处以外的桩身区段影响较小。

3.3 上覆软土层厚度对桩身运动响应的影响

考察桩径、土层剪切波速比、上部结构相同,但上覆土层厚度不同情况下,即以图 1 为基础,改变 H_1 值进行对比分析。图 9 表示上覆土层厚度分别为 5、10、15 和 18 m 情况下桩身峰值弯矩包络图。

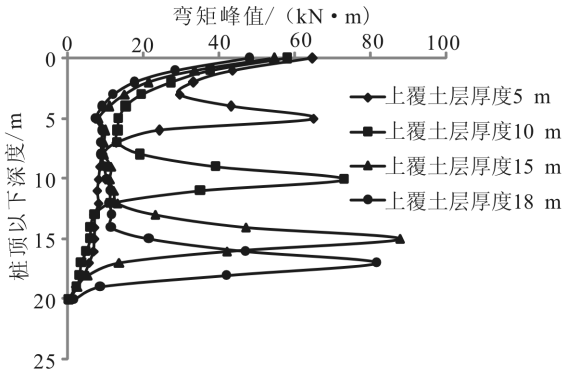


图 9 上覆土层厚度对桩身弯矩影响

Fig.9 Effects of the thickness of overlaying soil on bending moments

从图 9 中可看出:桩径、土层剪切波速比和上部结构荷载相同的情况下,上覆土层厚度 H_1 对桩头弯矩影响不大,上覆土层厚度对桩土分界面处弯矩峰值有一定影响,桩身峰值最大值出现在上覆土层厚度约为 3/4 桩长时。桩身弯矩峰值点位置随上覆土厚度改变而相应改变,桩身弯矩变化主要发生在软硬土层分界面处。当上覆软土层厚度小于桩长的 3/4 时,弯矩峰值随上覆土层厚度增加而增加,当上覆土层厚度大于约 3/4 桩身长度时,弯矩峰值反而随上覆土厚度增加而略微减小;相较上覆软土层厚度为 5 m 的峰值弯矩,上覆土层厚度为 10、15 和 18 m 时的峰值弯矩增幅分别为 12.5%、35.1% 和 25.8%。

3.4 上部结构对于桩身运动响应的影响

不考虑上部结构自身受地震荷载内力响应,仅考虑上部结构所产生的惯性荷载对桩身的影响,并考察相同桩径、剪切波速比和上覆土层厚度,但上部结构层数不同,通过改变上部结构层数,分别计算 1~5 层上部结构情况下的桩身弯矩峰值包络图。从计算结果图 10 中可知:不同上部结构荷载下,桩头与桩身土层分界面处均可能成为弯矩最大值点。桩头弯矩受上部惯性荷载影响明显,并随着上部结构质量增加而增加,其影响深度也略微随之增加。相对上部结构数为 1 的情况,上部结构数为 2、3、4 和 5 的弯矩峰值增幅分别为 81.1%、188.6%、356.1%

和 634.1%, 而上部结构数对桩身深处弯矩影响较小。

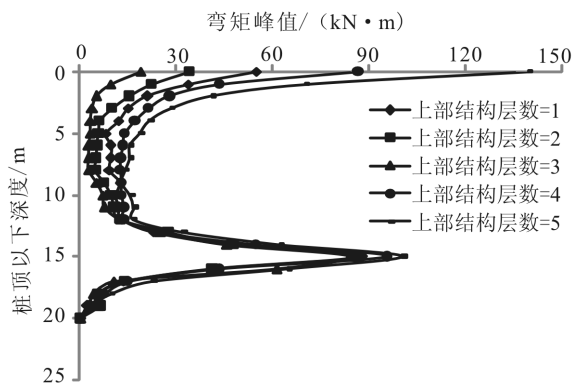


图 10 上部结构荷载对桩身弯矩影响

Fig.10 Effects of the load of superstructure on bending moments

4 结语

本文采用 Abaqus 软件建立了三维有限元分析模型, 考虑地震作用下, 桩-土-上部结构共同作用下预应力混凝土管桩的运动响应, 并得到以下结论:

(1) 固定桩头弯矩较大之外, 受分层土影响并不明显; 软硬土层分界面处桩身弯矩峰值也明显增大, 随着相邻土体剪切波速差值增大而增大; 上覆土层厚度变化对固定桩头的弯矩影响不大, 但会对桩土分界面处弯矩峰值产生一定影响, 工程中在土层分界面处进行接桩需谨慎处理。

(2) 随着桩径的改变, 除桩头部分, 其余桩身各处弯矩都受到较大的影响, 桩土分界面处弯矩峰值随着桩径增加而显著增大。设计时应考虑桩径对桩土运动响应的影响。

(3) 上部结构惯性荷载作用下, 桩头处会产生较大的弯矩, 其弯矩随上部结构增大而增大。因此, 预应力混凝土管桩抗震设计应关注惯性荷载对受承台约束的桩顶承载特性的影响。

参考文献(References)

- [1] 刘慧珊. 桩基震害及原因分析——日本阪神大地震的启示[J]. 工程抗震, 1999(1): 38-43.
LIU Hui-shan. Damage of Pile Foundations and the Analysis of its Results—the Revelations of Hyogoken-Hanbu Earthquake in Japan [J]. Earthquake Resistant Engineering, 1999 (1): 38-43. (in Chinese)
- [2] Mylonakis G. Simplified Model for Seismic Pile Bending at Soil Layer Interfaces[J]. Soils and Foundations, 2001, 41(4): 47-58.
- [3] Dezi F, Carbonari S, Leoni G. Kinematic Bending Moments in Pile Foundations[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineer-

ing, 2010, 30(3): 119-132.

- [4] Maiorano R M S, Sanctis L D, Aversa S, et al. Kinematic Response Analysis of Piled Foundations Under Seismic Excitation [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, 46(5): 571-584.
- [5] Sica S, Mylonakis G, Simonelli A L. Transient Kinematic Pile Bending in Two-layer Soil [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(7): 891-905.
- [6] 郑刚, 张楠, 巴振宁, 等. 成层软土地基 PHC 管桩抗震性能研究 [J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊): 506-510.
ZHENG Gang, ZHANG Nan, BA Zhen-ning, et al. Seismic Performance of PHC Pipe Piles in Layered Soft Soils [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S2): 506-510. (in Chinese)
- [7] Comodromos E M, Papadopolou M C. Explicit Extension of the p - y Method to Pile Groups in Cohesive Soils [J]. Computers and Geotechnics, 2013, 47: 28-41.
- [8] 中国建筑标准设计研究院. 10G409 预应力混凝土管桩 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2010.
China Architecture Design and Research Group. 10G409 Prestressed Concrete Pipe Pile. Beijing: China Planning Press, 2010. (in Chinese)
- [9] Amorosi A, Boldini D, Elia G. Parametric Study on Seismic Ground Response by Finite Element Modeling [J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(4): 515-528.
- [10] 同济大学. DGJ09-9-2003 建筑抗震设计规程 [S]. 上海: 上海建设和管理委员会, 2003.
Tongji University. DGJ09-9-2003 Code for Seismic Design of Buildings [S]. Shanghai: Shanghai Construction and Management Committee, 2003. (in Chinese)
- [11] Novak M, Mitwally H. Transmitting Boundary for Axisymmetrical Dilation Problems [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1988, 114(1): No. 1, 181-187.
- [12] Dezi F, Carbonari S, Leoni G. A Model for the 3D Kinematic Interaction Analysis of Pile Groups in Layered Soils [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2009, 38 (11): 1281-1305.
- [13] De Sanctis L, Maiorano R M S, Aversa S. A Method for Assessing Kinematic Bending Moments at the Pile Head [J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 2010, 39 (10): 1133-1154.
- [14] Sica S, Mylonakis G, Simonelli A L. Strain Effect on Kinematic Pile Bending in Layered Soil [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 48: 213-242.
- [15] Di Laora R, Mylonakis G, Mandolini A. Pile-head Kinematic Bending in Layered Soil [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2013, 42(3): 319-337.
- [16] Anoyatis G, Laora R D, Mylonakis G. Axial Kinematic Response of End-bearing Piles to P Wave [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, 37(17): 2877-2896.