

成层软土地基 PHC 管桩抗震性能研究

郑 刚^{1, 2}, 张 楠^{1, 2}, 巴振宁², 张天奇^{1, 2}

(1. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072)

摘要: 针对天津成层软土地质条件, 建立了考虑框架 - 桩 - 成层土动力相互作用的二维数值分析模型, 对 PHC 管桩的抗震性能展开了研究。计算结果表明: 在地震力作用下, 桩身最危险位置有可能出现在桩顶或软硬土层交界面位置处, 并且交界面处桩身弯矩值的大小与土层间的刚度差异有很大关系。此外, 还针对影响桩身内力的重要因素进行了参数分析, 包括土层厚度、框架层数、桩长及桩径等。分析发现, 软土层及其上覆硬壳层厚度变化以及桩径桩长对于桩身内力有较大影响, 而上部结构层数影响则较小。

关键词: PHC 管桩; 抗震性能; 交界面; 桩身弯矩

中图分类号: TU475.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2013)S2-0506-05

作者简介: 郑 刚(1967-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程教学与科研工作。E-mail: zhenggang1967@163.com。

Seismic performance of PHC pipe piles in layered soft soils

ZHENG Gang^{1, 2}, ZHANG Nan^{1, 2}, BA Zhen-ning², ZHANG Tian-qi^{1, 2}

(1. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin 300072, China; 2. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Considering the layered soft soils in Tianjin, a 2D numerical model for analyzing kinematic interaction of frame-pile-layered soils is established to ascertain the seismic performance of PHC pipe piles. The results reveal that the risky region of piles due to seismic load is likely to be at pile head or near the interface between the soft and stiff soil layers. Moreover, the magnitude of bending moment on the piles at such interface largely depends on the stiffness ratio of the adjacent layers. Besides, other important factors which influence the seismic performance of PHC pipe piles are highlighted, such as soil thickness, floors of frame, pile length and pile diameter. It is suggested that the thickness of soft soils and the soils above the piles and the piles diameter have important influence on the bending moment of the piles, while the floors of frame has little impact on them.

Key words: PHC pipe pile; seismic performance; interface; bending moment

0 引言

预应力高强混凝土管桩 (PHC 管桩) 近年来在我国沿海地区得到了越来越广泛的应用。现有设计关于水平地震力的作用几乎都没有考虑桩 - 土动力相互作用。然而在实际中, 地震作用下桩身的受力特点与静载试验结果有很大区别。

刘惠珊^[1]总结了日本阪神地震 46 例桩基震害情况, 发现软硬土层交界面处的桩身弯矩较大, 容易造成破坏。同时, 还将设计中常用的 m 法和常数法的计算结果与震害情况进行了比较, 得出结论: 若相邻土层刚度相差很大, 则二法计算结果不能反应土层界面处的桩身受力情况^[2]。因此, 有必要进行软硬交错成层土条件下桩身抗震性能研究。

目前, 已有很多学者对分层土条件下的桩身受力

展开研究。Kavvadas 等^[3]采用有限元及动态温克尔弹性地基梁模型对考虑桩顶自由情况下的单桩地震响应进行了研究, 研究表明两土层交界位置处的桩身弯矩较大, 并且弯矩大小与土层间刚度差异、桩土刚度比、激振频率有很大关系。Di Laora 等^[4]对桩头固定情况下的单桩进行了三维有限元动力分析, 综合考虑了土层厚度、桩土刚度比、土层刚度差异的影响, 对桩顶和土层交界面弯矩之间的相互影响规律进行了阐述和解释。Dezi 等^[5]基于弹性动力学格林函数方法建立数值模型, 对单承台下群桩基础中的桩 - 土 - 桩动力相互作用进行了研究。然而, 以上研究均未考虑上部结构刚度和质量的影响。

陈跃庆等^[6]对分层土-基础-高层框架体系进行了振动台试验, 再现了地震作用下上部结构和基础的震害现象。但该试验并未对桩基的受力展开研究, 仅给出了试验结束后桩身裂缝的分布情况。

本文以天津典型成层软土地基中的框架结构为研究背景, 就不同情况下的 PHC 管桩内力进行了分析。主要对比因素包括: 土层分布、框架层数、桩长及桩径变化等。数值模拟应用大型通用有限元分析软件 ANSYS, 采用二维有限单元法, 考虑了上结构-成层土-桩的相互作用, 计算得到了各情况下的桩身内力。

1 二维有限元模型

1.1 框架结构概况

基本算例采用一个 5 层框架结构, 结构沿两主轴方向各 3 跨。各层层高均为 3.3 m, 各跨跨度均为 9 m。结构下部采用直径 500 mm、壁厚 100 mm 的 A 型 PHC 管桩。桩长均为 23 m, 四周每个承台下 4 根桩, 中间每个承台下 9 根桩。结构的梁、板、柱尺寸及布桩方案均满足现行规范的设计要求, 具体构件尺寸如表 1 所示。

1.2 几何模型建立

(1) 二维模型等效

模型由三维向二维等效时遵循刚度等效的原则, 即保持材料特性不变, 只把同一主轴方向上的截面特性等效到单位长度上。梁、柱、桩的等效情况详见表 1, 其中管桩通过计算考虑了预应力钢棒的布置对其弹性模量的提高, 其余构件近似取其混凝土弹性模量值。

为简化计算, 忽略楼板和填充墙的刚度, 将二者等效成集中质量, 加在柱节点及梁跨的三分点位置处。

综合以上考虑, 二维模型中土体与承台采用平面四节点 Plane42 单元, 梁、柱、桩采用平面二节点 Beam3 梁单元, 集中质量采用 Mass21 单元。桩土单元的连接采用耦合自由度的方法, 通过将桩与土体单元在节

点处绑定两个平动自由度的办法来实现。对于桩端和柱端的处理, 认为其与承台连接良好, 计算时设为刚性连接。据此建立的二维有限元模型如图 1 所示。

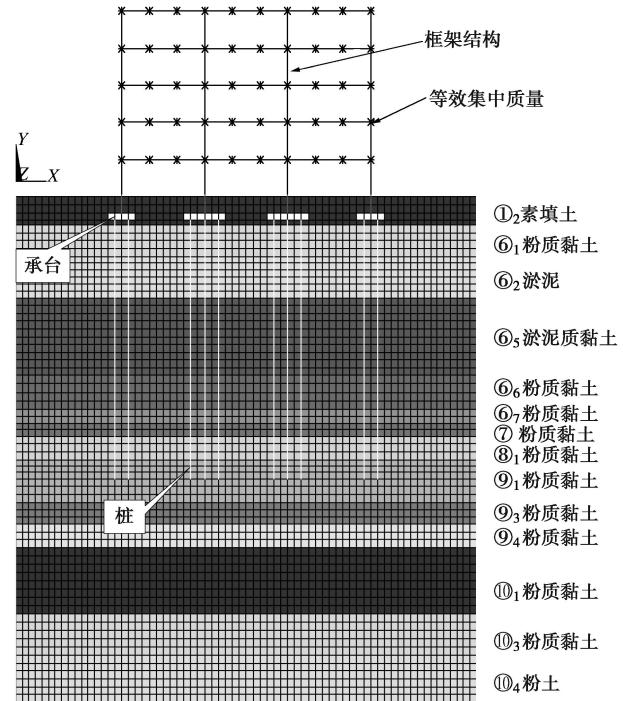


图 1 二维计算模型及土层分布

Fig. 1 2D computational model and soil profile

(2) 模型参数

本文选取天津临港地区典型厚淤泥夹层场地地质剖面进行计算, 以分析软硬交错土层下桩身受力情况。土层分布如图 2 所示。

土层⑥₂ 及⑥₅ 分别为淤泥和淤泥质黏土, 可看成软弱夹层, 后文简称为软土层。软土层上覆的①₂ 素填土及⑥₁ 粉质黏土可看作相对较好土层, 简称硬壳层。

为简化计算, 结构及土体均采用线弹性本构模型, 认为各土层呈匀质水平层状分布且各向同性, 土层分布及具体物理力学参数见表 2。

表 1 梁、柱及桩的等效刚度

Table 1 Equivalent stiffnesses of beams, columns and piles

梁、柱及桩	截面尺寸/m	弹性模量/MPa	截面面积/(m ² ·m ⁻¹)	截面惯性矩/(m ⁴ ·m ⁻¹)
所有梁	0.3×0.9	3.0×10 ⁴	0.3×0.9×4/27	0.3×0.9 ³ ×4/12/27
一、二层边柱	0.6×0.6	3.15×10 ⁴	0.6 ² ×4/27	0.6 ⁴ ×4/12/27
一、二层中柱	0.7×0.7	3.15×10 ⁴	0.7 ² ×4/27	0.7 ⁴ ×4/12/27
三、四层边柱	0.5×0.5	3.0×10 ⁴	0.5 ² ×4/27	0.5 ⁴ ×4/12/27
三、四层中柱	0.6×0.6	3.0×10 ⁴	0.6 ² ×4/27	0.6 ⁴ ×4/12/27
五层柱	0.5×0.5	3.0×10 ⁴	0.5 ² ×4/27	0.5 ⁴ ×4/12/27
一、四承台桩	0.5(0.1)	3.9×10 ⁴	$\pi \times (0.5^2 - 0.4^2) \times 8/4/27$	$\pi \times (0.5^4 - 0.4^4) \times 8/64/27$
二、三承台桩(左右)	0.5(0.1)	3.9×10 ⁴	$\pi \times (0.5^2 - 0.4^2) \times 8/4/27$	$\pi \times (0.5^4 - 0.4^4) \times 8/64/27$
二、三承台桩(中间)	0.5(0.1)	3.9×10 ⁴	$\pi \times (0.5^2 - 0.4^2) \times 10/4/27$	$\pi \times (0.5^4 - 0.4^4) \times 10/64/27$

表 2 土物理力学指标

Table 2 Physical and mechanical characteristics of soils

土层	名称	厚度 /m	密度 /(kg·m ⁻³)	压缩模量 /MPa	泊松比
① ₂	素填土	2.50	1969.39	4.54	0.35
⑥ ₁	粉质黏土	2.80	1959.18	5.72	0.35
⑥ ₂	淤泥	3.70	1683.67	2.17	0.42
⑥ ₅	淤泥质黏土	6.90	1846.94	2.81	0.42
⑥ ₆	粉质黏土	3.00	2030.61	7.81	0.30
⑥ ₇	粉质黏土	1.30	1948.98	5.28	0.35
⑦	粉质黏土	1.10	2040.82	5.66	0.35
⑧ ₁	粉质黏土	2.10	2030.61	5.72	0.35
⑨ ₁	粉质黏土	3.80	1989.80	6.13	0.35
⑨ ₃	粉质黏土	1.90	1918.37	5.07	0.35
⑨ ₄	粉质黏土	2.10	1928.57	4.84	0.35
⑩ ₁	黏土	5.90	1887.76	4.21	0.35
⑩ ₃	粉质黏土	3.70	2040.82	9.40	0.30
⑩ ₄	粉土	4.20	2071.43	15.46	0.25

(3) 地震波的输入及模型边界的处理

地震动的输入, 采用在模型底部边界节点施加等效节点力的方法来实现。基本算例中选用的地震波为临近场地高层建筑时程分析中采用的罕遇天然地震波(以下简称 LGHY1 波), 加速度峰值为 310cm/s^2 , 其加速度时程曲线如图 2 所示。

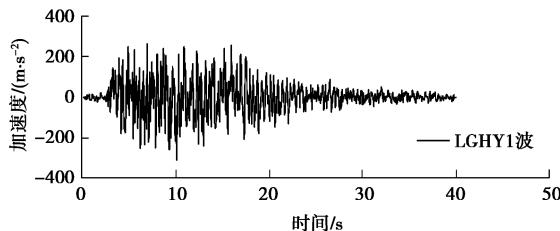


图 2 LGHY1 波加速度时程曲线

Fig. 2 Acceleration time history curve of LGHY1 wave

在分析结构-土动力相互作用问题时, 若截取有限区域来模拟无限区域, 会使得散射波在人工截取的边界上产生反射而导致模拟失真, 即所谓“盒子效应”。

Lysmer 等^[7]率先提出了黏性边界的概念, 在边界法向和切向上引入阻尼, 以抵消边界处波的反射。近年来, 相关学者亦提出了多种动力人工边界, 其中, 刘晶波等^[8]提出的黏弹性动力人工边界精度较高, 能模拟人工边界外半无限介质弹性恢复性能, 同时又具有良好的低频率稳定性。因此, 本文计算模型通过在两个侧边边界及底部边界施加集中黏弹性人工边界, 以阻止边界处波的反射。

2 计算结果与分析

2.1 地震作用下的桩身内力分析

基本算例中, 将桩按由左到右的顺序进行编号, 由于布桩对称, 仅选择最左端承台下两根桩及中间承台下三根桩作为研究对象。桩的编号由左至右为桩

1~5。

为了方便观察桩身内力分布情况, 取每点处各时刻内力最大值(绝对值)进行分析。桩 1~5 的弯矩及剪力包络线如图 3 所示。可以看出: 除桩顶位置外, 软硬土层交界面处的弯矩值也相对较大。同时, 除桩 4(中间承台上柱正下方)弯矩值稍小外, 其他位置处桩的弯矩相差并不明显, 桩身最大弯矩相近。桩身剪力的分布有类似规律, 在此不再赘述。

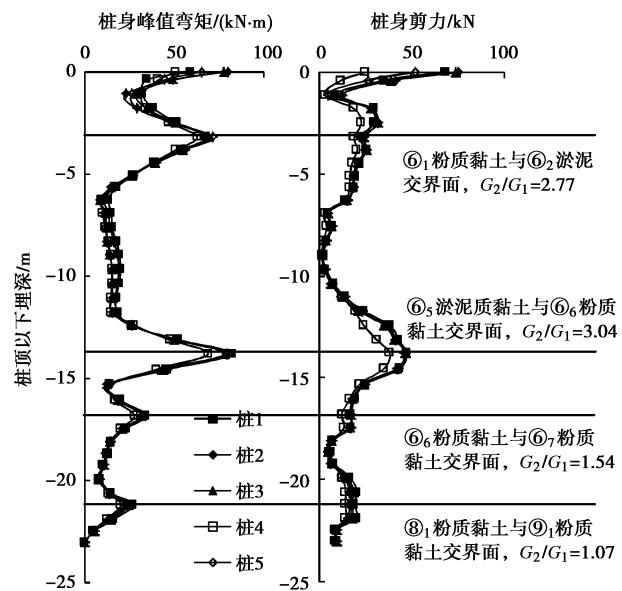


图 3 桩 1 至桩 5 的峰值弯矩及剪力

Fig. 3 Peak bending moments and shearing forces of pile No. 1 to No. 5

从图 3 还可看出, 各桩桩身弯矩在软硬土层交界位置均出现极值, 且土层刚度差异越大, 交界面处弯矩也越大。图 4 统计了从⑥₁到⑨₁范围内各土层交界面处桩身弯矩随土层刚度比 G_2/G_1 的变化趋势(G_2 及 G_1 分别表示交界面处较硬土层及较软土层的剪切刚度)。为综合对比桩 1~5, 将各刚度比下桩身弯矩值以 G_2/G_1 为 3.04 时的桩身弯矩 $M_{3.04}$ 进行了归一化处理。可以看出, 桩身弯矩随刚度比基本呈正相关变化。

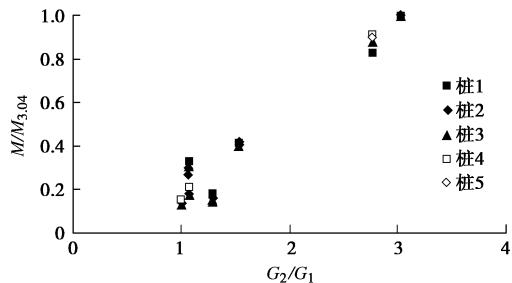


图 4 交界面处峰值弯矩随刚度比变化规律

Fig. 4 Variation of peak bending moment with stiffness ratio G_2/G_1 at interface

2.2 考虑不同土质条件下桩身内力分析

通过前面分析可知, 土层⑥₂及⑥₅分别为土性较软的淤泥和淤泥质黏土, 其上覆的①₂素填土及⑥₁粉质黏土相对较硬, 在不连续土层交界面处产生了较大的桩身弯矩。因此, 为研究不同软土层厚度对计算结果的影响, 建立模型时在保证土层总厚度不变条件下, 对软土层及其上覆硬壳层厚度进行了调整, 形成了 5 种工况。具体工况如表 3 所示。

表 3 不同工况下的软土层厚度

Table 3 Thicknesses of soft soils under different conditions

工况	土层改变情况	软土层厚度/m	硬壳层厚度/m
1	⑥ ₁ 粉质黏土换为⑥ ₂ 淤泥	13.4	0.4
2	⑥ ₁ 粉质黏土下半层换为⑥ ₂ 淤泥	12.0	1.8
3	标准土层分布	10.6	3.2
4	⑥ ₂ 淤泥上半层换为⑥ ₁ 粉质黏土	7.75	5.05
5	⑥ ₂ 淤泥全部换为⑥ ₁ 粉质黏土	6.9	6.9

图 5 所示为不同软土层厚度下的桩身峰值弯矩分布情况 (以桩 1 为例)。随着软土层厚度的逐渐减小, 即桩顶以下硬壳层厚度的不断增加, 桩顶处的弯矩不断减小, 而软土层底面的土层交界面处弯矩不断增加; 同时桩身最大弯矩逐渐由桩顶转移至软土层底面。当桩顶以下硬壳层厚度达到 3.2 m (相当于 6~7 倍桩径) 后, 桩身最大弯矩出现在软弱土层底面位置。

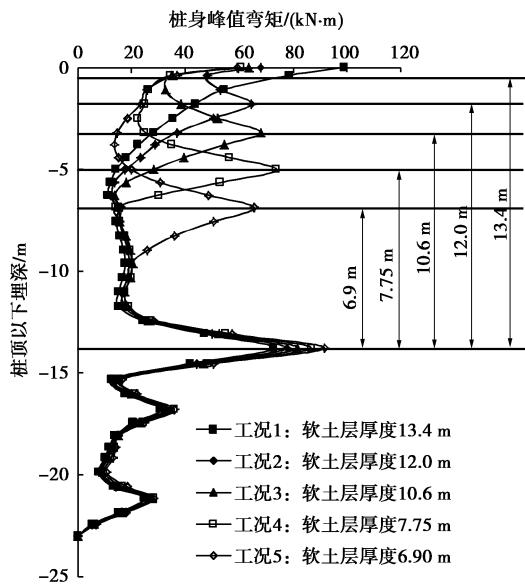


图 5 软土层厚度对桩身弯矩分布的影响

Fig. 5 Effect of thickness of soft soil layers on distribution of bending moment along pile shaft

图 6 给出了桩顶及各土层交界面处桩身弯矩随硬壳层厚度的变化曲线 (其中 h 为硬壳层厚度, d 为桩径)。从图 6 中可以看出, 桩顶弯矩随硬壳层厚度增加而不断减小。但当硬壳层到达一定厚度时, 桩顶弯矩变化很小, 渐趋于稳定。同时, 软土层以下各土层交

界面处的弯矩随硬壳层厚度的增加而逐渐增大。但随着交界面埋深不断增加, 影响逐渐减弱。

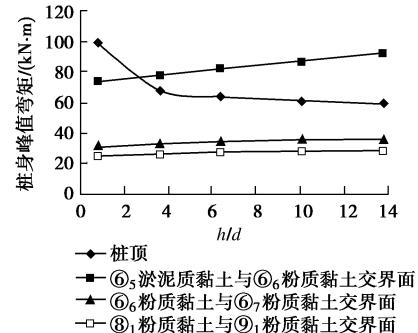


图 6 桩顶及交界面处桩身弯矩随硬壳层厚度的变化规律

Fig. 6 Bending moment of pile at pile head and interfaces with crust thickness

2.3 考虑不同框架层数及布桩方案的桩身内力分析

通常在地震作用下, 上部结构的内力会随结构层数的增加而相应增大。但对于埋在土中的桩而言, 上述结论却不一定成立。

可以想象, 建筑物的层数虽然提高了, 但为了满足结构竖向承载力的要求, 基础布桩数量也会相应增加, 因此平均到每根桩桩顶上的水平荷载并不一定增加。此外, 地震作用下土体对桩的加载作用亦不可忽视。因此, 不同层数建筑物下的桩身受力情况难以判断, 有必要对其进行研究。

本文在前述 5 层算例基础上, 增加 3 层框架和 9 层框架的情况作为对照。对于 3 层框架结构, 在保证桩径 Φ500 和桩长 23 m 不变的情况下, 基础布桩数量有所减少。而对于 9 层框架结构, 则选用了两种不同的布桩方案: Φ500 管桩, 壁厚 100 mm, 桩长 39 m; Φ600 管桩, 壁厚 110 mm, 桩长 23 m。各情况下的桩基础平面布置如图 7 (a) ~ (d) 所示。

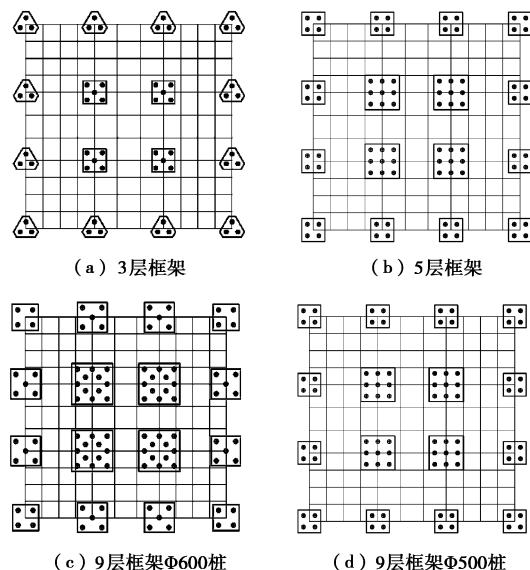


图 7 桩基础平面布置图

Fig. 7 Layout of pile foundations

图 8 所示为不同框架层数及布桩方案下的桩身峰值弯矩分布情况, 在此以桩 1 为例。可以看出: 桩径不变的前提下, 随着上部结构层数增加, 桩顶弯矩仅略微增大, 而软土表面和底面的弯矩变化不大。即上部结构层数的变化, 对桩弯矩的影响相对较小。除此之外, 桩长增加并不会明显改变桩身弯矩的大小及分布, 而桩径增加时, 由于提高了桩的刚度, 改变了桩土刚度比, 桩身弯矩会显著增加。

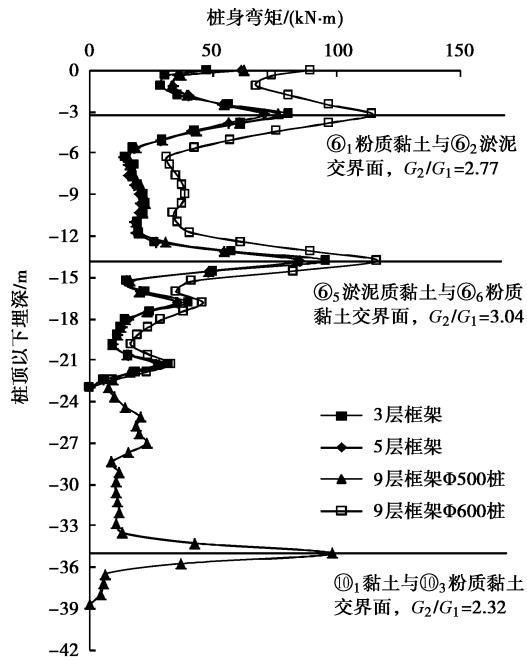


图 8 不同层数框架及布桩方案下的桩身弯矩分布

Fig. 8 Distribution of bending moment for frames with different floors and pile foundation schemes

3 结 论

本文基于天津典型成层软土地质条件, 对地震作用下多层框架结构的 PHC 管桩基础受力进行了分析, 得到以下结论。

(1) 除桩顶位置外, 软硬土层交界面位置处桩身的弯矩值也较大, 且相邻土层刚度差异越大, 交界面处弯矩值也越大。桩身剪力的分布也有相似规律, 但其受刚度差异的影响略小于桩身弯矩。工程上如遇到接桩情况, 接头应避免设置在软硬土层交界面附近。

(2) 桩顶以下如存在硬壳层, 可以有效减小桩顶弯矩。硬壳层厚度达到一定值(6~7 倍桩径)时, 桩顶弯矩变化渐趋平缓, 基本保持不变。同时, 桩身弯矩最大值位置随硬壳层厚度增加, 逐渐由桩顶转移至软土层底面位置。

(3) 随着软土层厚度不断减小, 软土层以下各土层交界面处的弯矩均有所增加。其中以软土层底面处的弯矩增加最为明显, 其他土层交界面弯矩随着埋深

不断增加, 影响逐渐减弱。

(4) 上部结构层数的变化, 对桩弯矩的影响相对较小。在桩径不变的前提下, 随上部结构层数增加, 桩顶弯矩略增大, 而软土表面和底面的弯矩变化不大。因此, 不能把管桩抗震要求与建筑物层数简单挂钩。增加桩径、减小桩长后, 由于桩土刚度比发生变化, 桩身弯矩将会整体增加。

参 考 文 献:

- [1] 刘惠珊. 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-Nanbu earthquake in Japan[J]. Earthquake Resistant Engineering, 1999(1): 38~43. (in Chinese))
- [2] 刘惠珊. 桩基抗震设计探讨——日本阪神大地震的启示[J]. 工程抗震, 2000(3): 27~32. (LIU Hui-shan. Discussion on seismic design of pile foundations—the revelations of Hyogoken-Nanbu earthquake in Japan[J]. Earthquake Resistant Engineering, 2000(3): 27~32. (in Chinese))
- [3] KAVVADAS M, GAZETAS G. Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil[J]. Géotechnique, 1993, 43(2): 207~222.
- [4] DI LAORA R, MYLONAKIS G, MANDOLINI A. Pile-head kinematic bending in layered soil[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 42(3): 319~337.
- [5] 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.
- [6] 陈跃庆, 吕西林, 李培振, 等. 分层土-基础-高层框架结构相互作用体系振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(3): 104~112. (CHEN Yue-qing, LÜ Xi-lin, LI Pei-zhen, et al. Shaking table testing for layered soil-foundation-structure interaction system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, 21(3): 104~112. (in Chinese))
- [7] LYSMER J, KUHLEMAYER R L. Finite dynamic model for infinite media[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1969, 95(EM4): 859~877.
- [8] 刘晶波, 吕彦东. 结构-地基动力相互作用问题分析的一种直接方法[J]. 土木工程学报, 1998, 31(3): 55~64. (LIU Jing-bo, LÜ Yan-dong. A direct method for analysis of dynamic soil-structure interaction[J]. China Civil Engineering Journal, 1998, 31(3): 55~64. (in Chinese))