

文章编号: 1000-7598 (2009) 03-0785-08

刚性桩复合地基地震反应机理分析

武思宇, 宋二祥

(清华大学 土木工程系, 清华大学结构工程与振动教育部重点实验室, 北京 100084)

摘 要: 为研究刚性桩复合地基的抗震性能, 用刚性桩复合地基振动台试验验证了所采用的等效线性方法及其参数取值, 在此基础上针对实际问题进行了三维有限元分析, 对地基分层、土体模量、桩径、桩长、垫层厚度和垫层模量等因素对复合地基地震反应的影响进行了分析讨论, 对刚性桩复合地基在地震荷载作用下的工作机理进行了较详细的分析。结果表明, 等效线性方法能较好地模拟结构-复合地基相互作用的特性; 上部结构惯性力和自由场变形对复合地基桩身内力影响都较大; 地基明显软硬分层的存在, 会使桩身内力显著增大。

关 键 词: 三维有限元; 等效线性方法; 刚性桩复合地基; 地震反应

中图分类号: TU 472

文献标识码: A

Mechanism analysis of earthquake responses of rigid pile composite foundation

WU Si-yu, SONG Er-xiang

(Key Lab. of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Department of Civil Engineering,
Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: Concerning the aseismic ability of rigid pile composite foundation, the equivalent linear method and its parameter values are verified by shaking table tests of rigid pile composite foundation; some practical cases are analyzed by means of 3D finite element method. The effects of layered foundation, soil modulus, pile diameter and pile length, cushion thickness and cushion modulus etc. on the earthquake responses of rigid pile composite foundation are discussed; and the aseismic mechanism of rigid pile composite foundation is studied. It is found that the equivalent linear method can adequately simulate the characteristics of the interaction between structure and composite foundation; the inertia force of the superstructure and the deformation of the free field have notable impact on the inner forces in piles; the inner forces in piles tend to remarkably increase for the existence of weak layers in soil.

Key words: 3D finite elements; equivalent linear method; rigid pile composite foundation; earthquake response

1 前 言

刚性桩复合地基是用刚度较大的混凝土桩或 CFG 桩(水泥粉煤灰碎石桩)对地基加固所形成的一种复合地基。凭借其在承载力、造价和工期等方面的突出优势, 在我国尤其是在华北地区 20~30 层的高层建筑当中得到了广泛的应用^[1]。由于其应用是在最近 20 年, 尚未经过强烈地震的检验, 而在这方面的研究还较少, 工程界比较关心其抗震性能如何。

徐自国、刘光磊^[2-3]等都采用三维有限元动力时程分析的方法, 对刚性桩复合地基在地震荷载下的动力特性和抗震性能进行了研究。他们的分析模

型参照等效线性方法的思路, 粗略考虑地震荷载作用下土体的软化而对地基土的模量予以折减, 但未细致考虑不同区域土体因剪应变大小不同而引起的软化程度的差异。为使分析结果能够更加合理, 需要更细致地考虑土体的非线性特性。

强震作用下土体表现出较强的非线性, 主要表现为随剪应变幅值的增大, 土体的剪切模量减小、阻尼增大。以北京为例, VIII 度设防烈度区, 在大震下, 自由场变形下土体的剪应变幅值一般在 $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ 范围内, 而对于 20~30 层使用刚性桩复合地基的高层建筑地下室附近的土体来说, 其应变幅值在 $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$ 范围内, 此时, 按已有研究给出的模量-剪应变幅值关系, 土体的模量仅为初始

收稿日期: 2007-09-24

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 50078030); 北京市自然科学基金项目 (No. 8042013)。

第一作者简介: 武思宇, 男, 1978 年生, 博士研究生, 主要从事岩土动力学方面的研究。E-mail: songex@tsinghua.edu.cn

模量的 10%~40%，甚至不足 10%。所以土体的本构关系必须能够反映这种强烈的非线性行为。

弹塑性模型能够较好反映土体在往复动力荷载作用下的非线性特性，但其计算量大、参数难于确定也限制了在大规模三维动力分析中的应用。而等效线性模型能够较好地反映土体在动载下的非线性特性的主要方面，由于其每次迭代计算过程是按线弹性进行，相对于弹塑性分析大大节省了计算量。Idriss 和 Seed 首先提出了等效线性方法^[4]，直到现在，它仍是土木工程中场地地震反应分析中很常用的方法之一，文献[5-7]都将其方法应用于三维土与结构动力相互作用的分析。

为进一步研究刚性桩复合地基的动力特性和抗震性能，本文采用等效线性三维有限元方法进行计算分析。首先利用课题组完成的刚性桩复合地基振动台试验^[8]来验证数值模型和参数取值的合理性，随后通过较多的计算，对复合地基地震反应的主要影响因素进行了讨论。

2 计算模型简介

2.1 材料本构关系及参数选取

分析中对于土体和砂垫层这两种可能发生较强烈非线性行为的材料采用等效线性模型，其余部分采用线弹性模型。对于远离结构的外区土体，由于其反应基本上为自由场反应，其土体参数按照 SHAKE91 自由场分析得到的等效模量和阻尼比进行选取，不进行迭代分析。而对于受结构影响比较大的内区土体和垫层，则采用等效线性方法进行迭代分析。

等效线性方法利用等价应变 (effective shear strain) γ_{ref} 确定新的剪切模量和阻尼比，进行线弹性时程分析。

$$\gamma_{\text{ref}} = k_{\text{ref}} \gamma_{\text{max}} \quad (1)$$

式中： k_{ref} 为折减系数，对于地震问题通常其值在 0.55~0.75，均值为 0.65； γ_{max} 为最大剪应变。 γ_{max} 仅受第 1 主应力和第 3 主应力的影响，考虑到许多本构关系由二维到三维的扩展均采用应力不变量的形式，参照文献[5]的做法，本文采用等效剪应变 ε^e 确定土体的剪切模量和阻尼比。

根据袁晓铭等人的研究成果^[9]土体等效线性模型的模量和阻尼参数随剪应变的变化曲线，按照北京地区较多的中密粉土进行选用；垫层碎石的等效线性模型曲线采用朱国祥等人推荐的曲线^[10]；土体的初始剪切波速以地铁 5 号线典型站点土层平均初始剪切波速为基础进行选用。为简化分析，将表层

20 m 深度范围内的土体视为均质土体，如图 1 所示。图中“计算等效剪切波速”是在 0.4 g 的 El Centro 波输入下，SHAKE91 计算得到的等效剪切波速，为使分析简化，将其用两段直线进行拟合，计算中外区土的等效剪切波速按照“采用等效剪切波速”进行取值。内区土的初始剪切波速按照“土体初始剪切波速”选用。

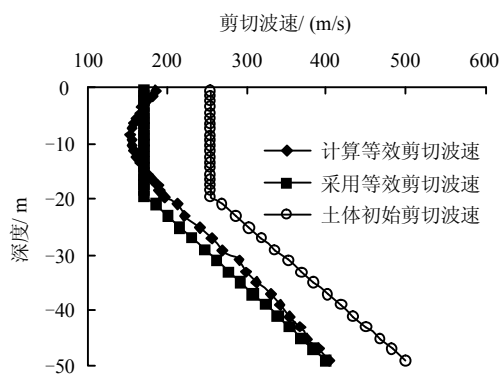


图 1 土体剪切波速

Fig.1 Shear wave velocities of soil

垫层碎石的初始模量采用何兆益等给出的公式^[11]

$$E = K_1 H^{K_2} \quad (2)$$

式中： E 为弹性模量 (MPa)； K_1 (17~32 MPa)、 K_2 (0.40~0.53) 为拟合常数； H 为第一应力不变量。计算中， K_1 、 K_2 均取中值， H 按照基底平均竖向压力来进行计算。

通常，当前后两次分析得到的等效剪应变的相对误差小于 1%，即可认为迭代完成。

2.2 计算模型检验

为了验证计算模型和参数取值的合理性，本文采用基本相同的模拟方法和实测的参数对本课题组先前完成的刚性桩复合地基振动台试验进行了数值模拟。限于篇幅，试验情况详见文献[6]。主要计算参数如表 1 所示。其中土体的初始剪切波速按照 0.05 g 白噪声输入下实测的波速采用，结构的阻尼按照实测值 2.9% 采用。

表 1 土体、垫层力学性质参数
Table 1 Material parameters of soil and cushion

材料	质量密度 (g/cm ³)	泊松比	初始剪切波速 (m/s)
土体	1.90	0.33	87.3
垫层	2.00	0.20	300.0

图 2~4 为计算与试验结果的对比。虽然二者存在一定差异，但考虑到试验条件的复杂性，两者

的吻合程度还是可以接受的。这表明当土体的非线性主要表现为剪切软化的特性时, 可以采用等效线性模型进行土-结构相互作用的动力分析。同时, 上述结果也在相当程度上验证了计算方法和参数取值的合理性。

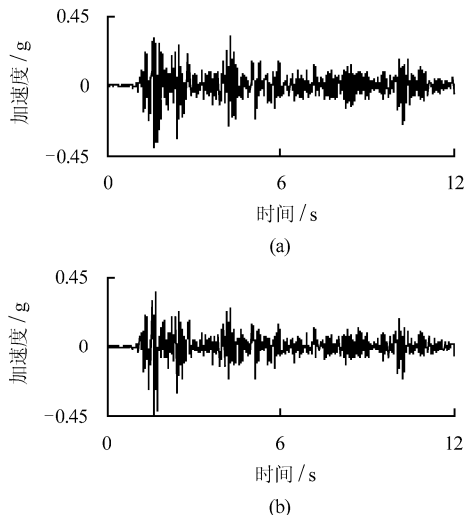


图2 0.25 g El Centro 输入下加速度反应时程对比
(a) 试验; (b) 计算

Fig.2 Comparison of acceleration under 0.25 g El Centro wave input: (a) Test; (b) Calculation

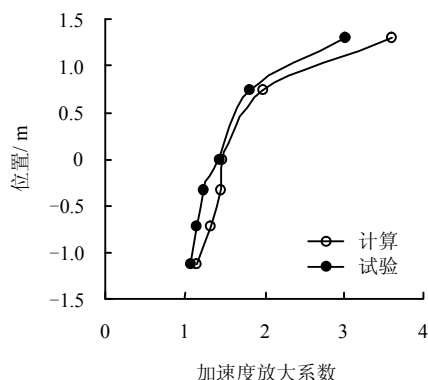


图3 0.5 g El Centro 输入下体系加速度放大系数对比

Fig.3 Comparison of acceleration amplification factor under 0.5 g El Centro wave input

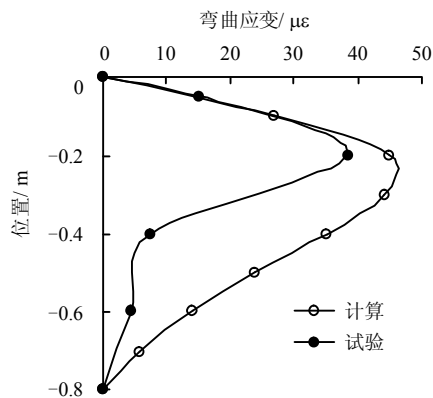


图4 0.5 g El Centro 输入下桩身弯矩应变峰值对比

Fig.4 Comparison of pile bending strain under 0.5 g El Centro wave input

3 影响因素研究

3.1 计算方案

为研究刚性桩复合地基的地震反应特性, 这里取实际复合地基-结构系统进行计算分析。为减小计算量, 考虑结构长宽比较大的情况, 沿长度方向取一结构单元, 再考虑对称性取一半进行分析。结构类型为剪力墙, 按规范^[12-13], 楼层重力荷载取为 1250 kg/m^2 , 结构自振周期按照剪力墙结构的估算周期进行选取, 通过微调上部结构材料的弹性模量使上部结构的自振周期大体等于下式的估算值

$$T_1 = 0.03 + 0.03 \frac{H}{\sqrt[3]{B}} \quad (3)$$

其中 H 、 B 分别为结构的高度和宽度。结构宽 16 m , 层高 3 m , 层数为 20 层, 结构阻尼比按 5% 选用。

土体的计算区域取为 $100 \text{ m} \times 2.4 \text{ m} \times 50 \text{ m}$, 其中进行等效线性迭代的内区尺寸为 $30 \text{ m} \times 2.4 \text{ m} \times 40 \text{ m}$ 。通常, 内区土的尺寸需根据地震峰值、结构动力特性、土层及复合地基的情况进行试算, 保证其外部土体的剪应变峰值与自由场反应同一水平层处土体的剪应变峰值接近。

计算模型中土体和垫层采用实体单元模拟, 桩采用梁单元, 结构采用板单元, 有限元模型如图 5 所示。土体边界采用黏弹性边界, 场地反应由 SHAKE91 进行计算。考虑到北京地区的抗震设防烈度为Ⅷ度, 考虑大震情况, 输入地面加速度峰值为 0.4 g 的 El Centro 波。

桩和垫层的几何尺寸如表 2, 均按工程常用的参数取值。材料参数见表 3。

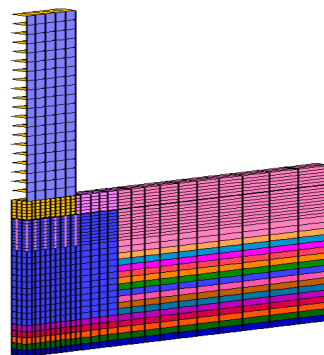


图5 有限元网格

Fig.5 FEM mesh

表2 桩、垫层尺寸表

Table 2 Dimensions of pile and sand cushion

桩径 / m	桩距 / m	桩长 / m	垫层厚 / m
0.4	1.6	10	0.2

表 3 材料参数
Table 3 Parameters of materials

材料	质量密度 /(g/cm ³)	泊松比	变形模量 /GPa	阻尼比 /%
桩	2.20	0.20	22.5	5
混凝土	2.50	0.20	34.5	5
碎石	2.20	0.20		
地基土	1.80	0.33		

由于结构自重的影响,使土体的围压相对于原土层发生变化,土体的初始模量相应变化,计算研究表明,其影响较大。由 Duncan-Chang 模型按式(4)考虑围压对内区土模量的影响^[14]。

$$\left. \begin{aligned} E_i &= E_{i0} \left(\frac{\sigma_z}{\sigma_{z0}} \right)^n & \sigma_z > \sigma_{z0} \\ E_i &= E_{i0} & \sigma_z \leq \sigma_{z0} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: E_i 和 E_{i0} 分别为考虑结构自重和天然土层条件下的变形模量,其中 E_{i0} 由土层初始剪切波速求得; σ_z 和 σ_{z0} 分别为考虑结构自重和天然土层条件下土层的竖向应力。由文献[14], n 值的变化范围为 0.3~0.8, 计算中 n 按粉土取中值 0.45。

计算研究表明,振动过程中垫层与地下室并未发生滑移,且基础侧面土体未发生大面积脱离现象。考虑接触对桩身弯矩有一定影响,但对桩身弯矩的分布形式和峰值影响不大,考虑计算量,算例中暂不考虑进行接触的计算。

3.2 算例及结果分析

由于试验、数值计算以及实际地震中软硬分层条件桩基础桩的破坏结果均表明,复合地基桩的破坏以桩身的弯曲破坏为主,故本文主要针对桩身弯矩进行分析讨论。

3.2.1 土体分层的影响

图 6 是在桩长范围内存在 2 m 厚的软弱层和桩底部 2 m 位于硬层的条件下,桩身弯矩峰值随模量比变化的曲线图。可以看出,桩身弯矩随硬层和软层模量比的增大而迅速增大,并且当分层位于桩长范围内时其影响更为显著。当软弱土层位于桩长范围内时,界面处的桩身内力受上部结构惯性力和土层自由场变形影响都比较大,所以分层对桩身内力的影响更大。

本例中,为减小计算量,桩采用梁单元来模拟。通常采用实体元模拟桩的精度更高,而针对本算例的对比计算研究表明,考察软硬土分层界面处的桩身弯矩,采用梁单元的计算结果较实体元的计算结果偏大 50%~80%。本例中桩的极限抗弯承载力约

为 30 kN·m,考虑梁单元带来的计算误差,当桩长范围内分层土体模量比大于 2.5 或者桩端分层土体模量比大于 4 时,桩身可能发生弯曲破坏。

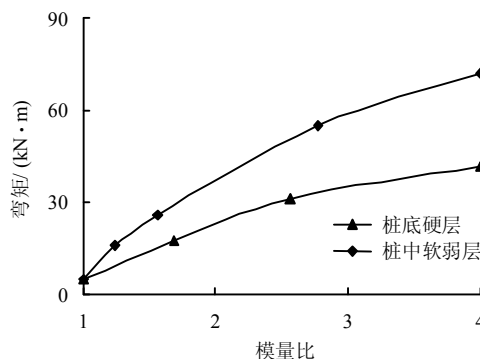


图 6 不同层间模量比情况下桩身弯矩峰值对比图
Fig.6 Maximum pile bending moments under various moduli ratios of soil

一般来说,即便复合地基桩发生断桩,但断桩处未出现较严重的破碎,也未发生较大的水平错动时,并不一定使复合地基丧失较多的承载力。时程反应过程中桩身在桩头与分层界面处的峰值相对位移不足 1 cm,而与之对应的自由场变形的峰值相对位移也不足 1 cm,故在桩身断裂面为水平的环向裂缝时,而桩体又未发生较严重破碎的情况下,桩体发生上下错动的可能性不大。阪神地震^[15]中非液化土层中有软硬土层情况和液化土层但无横向流动情况下,土体模量突变处桩身破坏多为环向的水平裂缝,此种情况下一般震害较轻。不过,由于桩基础内的钢筋对桩体水平错动有一定限制作用,而且桩身材料的强度高于复合地基桩身材料,上述实例仅能部分地说明,复合地基由于土层软硬分层而导致的断桩对其承载力影响可能不是很大。

但是,桩身中上部,尤其是桩头附近的断桩和桩底硬层处的断桩还是要区别对待的,前者的危险性要远高于后者。主要原因为:①前者受到的作用要比后者强烈,桩在弯、剪和压的共同作用下发生破碎或者较大倾斜裂缝的可能性前者高;②通常浅层土土质比深层土差,桩周土体对桩的约束作用前者较后者弱,断桩发生错动的可能性前者更高;③后者下层为硬层,承载能力较高,断桩后即便桩发生较大错位,复合地基丧失承载力的可能性也小于前者。综合上述 3 个因素,桩底硬层情况,复合地基由于断桩而导致丧失承载力的可能性要远小于桩头附近的断桩情况。关于断桩后复合地基是否会失去承载力,甚至导致结构倒塌的问题,有待进一步深入研究。

计算结果表明, 桩身范围内软弱分层的存在会使桩身内力急剧增加, 当有液化土层或者较明显的软弱分层时, 尤其是软硬分层位于桩身中上部时, 不宜直接采用复合地基这种地基处理方式, 必要时需要对桩体予以加强。

3.2.2 土体初始模量的影响

图7结果表明, 土体模量变化对桩身峰值内力的大小和分布均有比较大的影响, 随着土体模量的减弱, 桩身内力增加较快。上述计算规律与刘光磊等的有限元分析得到的规律是基本一致的。计算结果也显示, 即便在较软的均质土层条件下, 复合地基桩也基本不会发生断桩。

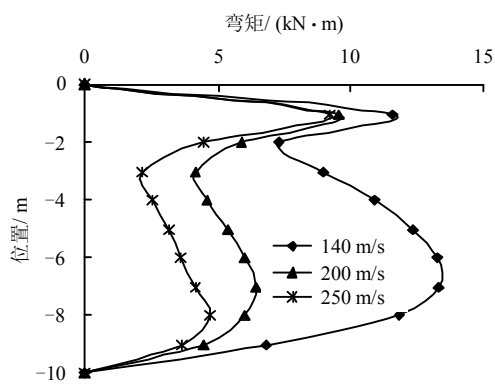


图7 不同土体初始模量下桩身弯矩包络图

Fig.7 Maximum pile bending moments under various moduli of soil

计算分析表明, 基础周围小范围土体 (对应于工程中的回填土) 模量的变化对桩身内力有一定影响, 但不显著。但较硬的土对结构的抗滑移和抗倾覆有较重要的作用, 工程中宜控制其质量, 使其密实程度接近或者超过原状土。

3.2.3 基础埋深的影响

图8的结果表明, 埋深对桩身中上部的内力影响较显著, 随埋深增加, 桩身弯矩峰值明显减小。其主要原因在于: 埋深增加, 基础周围的土体分担了更多结构水平惯性力, 上部结构水平惯性力引起的桩身内力减小, 这一点与试验的结论是一致的, 即埋深范围内的土体对抵抗结构的水平惯性力起重要作用。通常土层条件下, 土层越深、土质越好, 增加基础埋深通常能提高桩周土体的约束作用, 减小桩身内力。故增加埋深可以较显著地减小结构惯性力作用下桩头附近的桩身内力。

3.2.4 结构惯性力和自由场变形的影响

图9为桩长范围内软弱层波速 200 m/s 和桩底硬层波速 500 m/s 时, 有上部结构和无上部结构桩身

弯矩峰值对比图。结果显示, 上部结构惯性力对桩身内力的影响随深度的增加而减弱, 但对算例的 10 m 桩长情况, 结构惯性力和自由场变形对桩身内力的影响都比较大, 并没有哪个因素占有绝对的主导地位。这也是复合地基桩抗震设计区别于桩基础的主要方面。

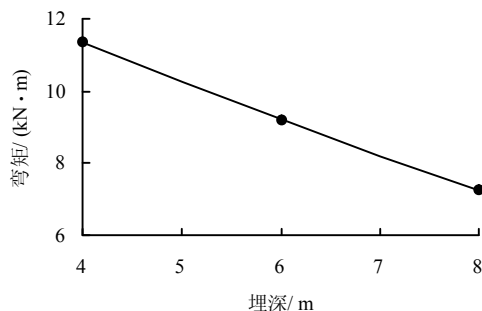


图8 不同基础埋深下桩身峰值弯矩对比图

Fig.8 Maximum pile bending moments under various embedment depths of foundation

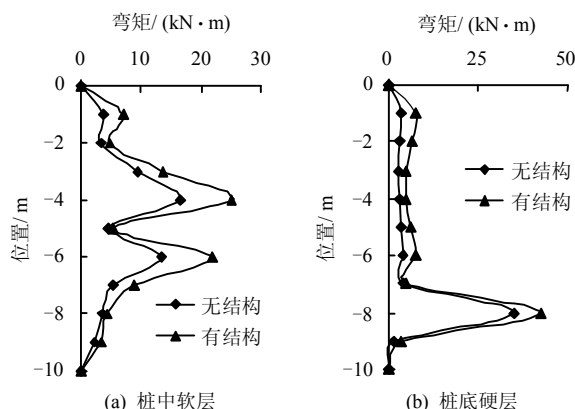


图9 桩身弯矩对比图

Fig.9 Maximum pile bending moments in stratified soil

计算分析表明, 结构惯性力对桩身内力的影响主要表现为以下两方面: ①垫层传给桩头的集中荷载, 使桩顶下 4~5 倍桩径范围内桩身产生较大弯矩, 而对 4~5 倍桩径以下的桩身内力影响不大。②垫层传给其下土体的剪力使土体发生剪切变形, 土体变形带动桩变形, 其机制与自由场变形对桩的作用基本一致。其影响深度要远大于桩顶集中荷载, 对于通常桩长在 20 m 以内的复合地基来说, 其作用相对于自由场变形来说一般是不能忽略的。

综合上述分析, 对于复合地基的抗震计算和设计来说, 通常要同时考虑结构惯性力和自由场变形的影响。

3.2.5 桩径的影响

针对复合地基桩的抗弯, 可以近似用弯曲应力

σ ($\sigma = M/W$, 为截面峰值弯矩与截面抗弯抵抗矩的比值) 的大小评价其弯曲破坏的危险性。图 10 是在桩距为 1.6 m、桩身峰值弯曲应力比 σ/σ_0 (σ_0 为桩径为 0.4 m 时的峰值弯曲应力) 随桩径的变化图。图中, “桩底硬层” 工况为桩底存在剪切波速 400 m/s 硬层时的计算结果; “均质土层” 为标准土层的计算结果。由图可见, 均质土层中, 在主要受结构惯性力影响的桩长中上部, 桩径越大, 桩身的弯曲应力越小; 而在土层存在明显软硬分层的情况下, 桩径越大, 桩身的弯曲也越小。

计算结果表明, 均质土层和桩底硬层情况下, 桩身峰值弯矩基本按照桩径的平方量级增长, 而界面抗弯抵抗矩却按桩径的立方量级增长, 故随桩径增大, 峰值内力减小。

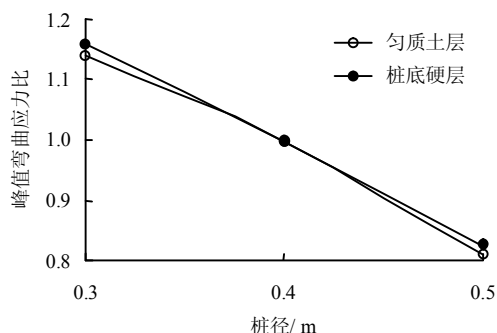


图 10 不同桩径下桩身弯曲应力对比图

Fig.10 Maximum pile bending stress under various pile diameters

从复合地基抗震的角度来考虑, 明显的软硬分层是导致断桩的最主要原因, 而桩头附近由于结构惯性力的作用也是主要的原因, 所以从抗震的角度, 在实际工程中可以通过增大桩径的方法, 使复合地基的安全系数提高。

3.2.6 桩长的影响

图 11 是不同桩长下桩身弯矩对比。结果表明, 桩身弯矩最大值出现的位置和数值大小基本一致, 桩长对主要受结构惯性力影响的桩长中上部的弯矩影响不大。分析其原因, 在算例的桩长变化范围内, 上部结构的动力特性受到的影响很小, 故传给桩头的集中荷载变化不大, 据 Poulos 等^[16]的研究, 地震荷载下, 复合地基桩均满足长桩(infinitely long pile)条件, 故在相同桩顶水平力作用下, 不同长度的桩在相同深度处的桩身内力是基本一致的。所以, 桩长对桩头下 4~5 倍桩径范围内主要由结构惯性力引起的桩身内力影响不大。

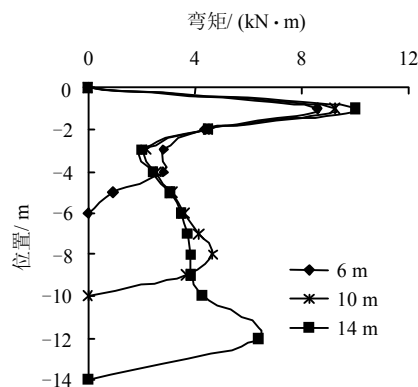


图 11 不同桩长下桩身弯矩包络图

Fig.11 Maximum pile bending moment under various pile lengths

研究表明, 均质土层中上部结构惯性力作用下, 复合地基桩身弯矩峰值发生的位置主要决定于特征桩径 d_λ :

$$d_\lambda = \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{1/4} d \quad (6)$$

式中: E_s 和 E_p 分别为土体和桩身材料的弹性模量; d 为桩径。工程常见的土层条件下, 桩身最大弯矩位置为桩头以下 2 倍桩径附近, 变化范围不大。从桩身弯矩考虑, 受结构惯性力影响较大的区域主要为桩头以下 4~5 倍桩径的范围内。

3.2.7 垫层厚度的影响

图 12 是不同垫层厚度下桩身弯矩对比, 其中 n 为式 (4) 中的指数, 反映围压对初始模量影响的大小。计算表明, 在工程常用的垫层厚度范围内, 随着垫层厚度的增加, 桩身弯矩增大, 但厚度大于 0.2 m 后桩身弯矩增加并不明显甚至有可能减小。计算结果还显示, 垫层厚度仅影响桩头以 4~5 倍桩径范围内的桩身内力。实际上, 垫层厚度对桩身内力存在两个方面的影响: 一方面是垫层越薄, 上部结构传给桩顶的集中力越大, 使桩中上部的弯矩增大, 刘光磊、邵晓晖等^[3-4]采用线弹性均质土层的计算结果也反映了上述规律; 另外一方面是垫层越薄, 自重作用下, 桩上刺入越小, 桩头附近土体竖向应力由上而下变化越平缓, 池跃君等^[1]的试验和计算结果与上述规律一致。土体竖向应力变化平缓, 土体初始模量的变化也相应平缓, 使桩中上部的弯矩减小。由计算结果来看, 对于常规土类, 后者是桩身弯矩随垫层厚度增加而增大的主要影响因素。

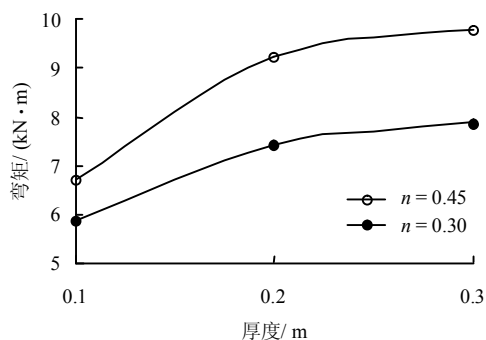


图 12 不同垫层厚度下桩身弯矩峰值

Fig.12 Maximum pile bending moment under various cushion thicknesses

阎明礼等^[17]的水平静力试验表明,在相同的竖向和水平荷载下,垫层厚度越大,桩头的水平位移越小。为检验本例的计算结果与上述的静力试验得到的规律是否一致,在最终迭代完成的动力计算模型的上部结构上施加 4 m/s^2 的水平惯性加速度,进行静力计算,用以模拟地震作用下的结构惯性力的作用。计算结果如表 4 所示,桩顶水平位移随垫层厚度变化的规律与阎的试验是一致的。另外一方面,从桩身峰值内力的计算结果来看,桩身峰值弯矩随垫层厚度的增加而增大,其原因为:垫层厚度的增加使土体分担更多竖向荷载,并且土体竖向应力由上至下的变化加剧,使垫层下土体模量由上至下的变化加剧,土层软硬差别增大,虽然桩头的水平位移减小,但分层界面处桩身的局部弯曲增加,使其弯矩增加。静力计算结果一方面验证了动力计算结果的合理性,另一方面也从原理上解释了桩身弯矩随垫层厚度的变化规律。

综合考虑工程应用,为充分发挥桩间土的承载力,垫层不宜太薄,应以 15~30 cm 为宜。

表 4 不同垫层厚度下静力计算结果对比

Table 4 Static analysis result under various sand cushion thicknesses

垫层厚度 / cm	桩顶水平位移 / mm	桩身峰值弯矩 / (kN·m)
10	3.6	6.95
30	3.1	9.98

3.2.8 垫层模量的影响

图 13 是不同垫层初始变形模量下桩身弯矩对比。计算结果表明,垫层模量的增加,使得桩头附近的桩身弯矩减小,计算结果也表明,垫层模量仅影响桩头以下 4~5 倍桩径范围内的桩身内力。出现这种现象的主要原因有两点:一是同垫层厚度的影

响相近,垫层模量增加,桩头的上刺入减小,桩头附近土体模量变化平缓,使桩中上部的弯矩减小。二是垫层模量增加,使桩间土的分担作用减小,土体变形带动桩变形的作用减弱,虽然桩顶分担的水平荷载增加,但其共同作用仍使桩头弯矩减小,在文献[3]的线弹性计算中也反映出了相同的规律。由于垫层模量的增加会减小桩间土的荷载分担比,所以工程中也不宜采用过硬的垫层,应视具体情况,酌情选用。

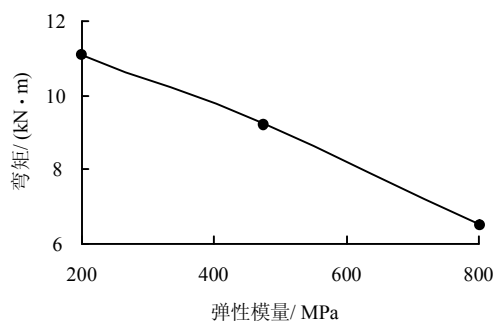


图 13 不同垫层模量下桩身弯矩峰值

Fig.13 Maximum pile bending moment under various cushion moduli

4 结 论

通过有限元计算分析,对于刚性桩复合地基在地震荷载下的工作机理可以总结出以下几点结论:

(1) 桩身范围内软弱分层的存在会使桩身内力急剧增加,当桩长范围内分层土体模量比大于 2.5 或者桩端分层土体模量比大于 4 时,桩身可能发生弯曲破坏。一般情况,断桩发生于桩的中上部时,复合地基丧失较多承载力的可能性要远大于桩底硬层的断桩情况。关于断桩是否会使复合地基丧失较多承载力的问题,尚需进一步深入研究。笔者建议,设计中应保证大震下桩中上部不发生断裂,尽量避免桩底硬层处的断桩。

(2) 结构惯性力和自由场变形对桩身内力的影响都比较大,设计中通常要同时考虑两方面的作用。

(3) 土体模量变化对桩身峰值内力的大小和分布均有比较大的影响,随着土体模量的减弱,桩身内力增加较快。但中软及以上的均质土层条件下,发生断桩的可能性不大。

(4) 增加埋深可以较显著地减小结构惯性力作用下桩头附近的桩身内力,增大桩径,能够提高桩身抗弯破坏的安全系数,而桩长对桩身弯矩峰值和发生位置影响不大。

(5) 垫层主要影响桩头下 4~5 倍桩径范围内的

桩身内力,在工程常见的参数范围内,随着垫层厚度减小或者垫层模量增大,桩身弯矩减小。

参考文献

- [1] 池跃君. 刚性桩复合地基工作性能及沉降计算方法的研究[博士论文 D]. 北京: 清华大学, 2002.
- [2] 徐自国. 刚性桩复合地基抗震性能研究[硕士论文 D]. 北京: 清华大学, 2003.
- [3] 刘光磊, 武思宇, 宋二祥. 群桩刚性桩复合地基地震反应三维有限元分析[J]. 建筑结构, 2006, 36(7): 85—90.
LIU Guang-lei, WU Si-yu, SONG Er-xiang. 3-D finite element analysis of seismic response of rigid piles composite foundation[J]. **Building Structure**, 2006, 36(7): 85—90
- [4] IDRIS I M, SEED H B. Seismic response of horizontal soil layers[J]. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations**, ASCE, 1968, 94(SM4): 1003—1031.
- [5] WU Guo-xi, FINN L W D. Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain[J]. **Can. Geotech. J.**, 1997, 34: 44—52.
- [6] ANANDARAJAHA A, ZHANGA J, EALY C. Calibration of dynamic analysis methods from field test data[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2005, (25): 763—772.
- [7] 陈波. 桩-土-结构动力相互作用系统的模拟与分析[博士论文 D]. 上海: 同济大学结构工程和防灾减灾研究所, 2002.
- [8] 武思宇, 宋二祥, 刘华北, 等. 刚性桩复合地基抗震性能的振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(1): 77—82.
WU Si-yu, SONG Er-xiang, LIU Hua-bei, et al. Shaking table test study on aseismic behavior of rigid pile composite foundation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(1): 77—82.
- [9] 袁晓铭, 孙锐, 孙静, 等. 常规土类动剪切模量比和阻尼比试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2000, 20(4): 133—138.
- [10] 朱国祥. 土层地震反应分析中不同参数的敏感性分析[J]. 工程抗震, 2004, (6): 28—32.
ZHU Guo-xiang. Sensitivity of different parameters applied in seismic analysis of multi-layer soil models[J]. **Earthquake Resistant Engineering**, 2004, (6): 28—32.
- [11] 何兆益, 黄卫, 邓学钧. 级配碎石弹性模量的动三轴试验研究[J]. 东南大学学报, 1997, 27(13): 36—39.
HE Zhao-yi, HUANG Wei, DENG Xue-jun. Dynamic resilient moduli of granular materials[J]. **Journal of Southeast University**, 1997, 27(13): 36—39.
- [12] 中国建筑科学院. GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [13] 中国建筑科学院. GB50009—2001 建筑结构荷载规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [14] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 210—213.
- [15] 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, (3): 37—43.
LIU Hui-shan. A case analysis of earthquake damage of pile foundations[J]. **Earthquake Resistant Engineering**, 1999, (3): 37—43.
- [16] POULOS H, DAVIS E. Pile Foundation Analysis and Design[M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [17] 阎明礼, 刘国安, 杨军, 等. 水平荷载作用下 CFG 桩复合地基的性状[J]. 建筑科学, 1994, (4): 27—31.
YAN Min-li, LIU Guo-an, YANG Jun, et al. Behavior of rigid pile composite foundation under horizontal load[J]. **Building Science**, 1994, (4): 27—31.