

桩土界面荷载传递双曲线模型的改进及其应用

曹卫平

(西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 首先, 在总结前人土-结构相互作用试验研究成果的基础上, 改进反应桩土界面荷载传递性状的双曲线模型, 改进后的模型能够描述随着地基土固结、桩侧土初始剪切刚度随时间增长以及桩土界面的分阶段加/卸载循环剪切特性。然后, 利用改进模型对文献中的算例进行分析, 计算结果与文献结果比较接近, 验证了改进模型的合理性。最后, 利用该模型分析大面积荷载下, 在桩顶作用大小不同的竖向荷载以及桩侧土达到不同固结度时再打桩情况下, 桩身摩阻力、中性点位置及桩承载力的发展变化规律。研究表明, 桩身中性点位置、桩身负摩阻力随地基土的固结逐渐变化; 在地基土固结过程中, 桩承载力逐渐减小。该研究成果可为桩基工程设计提供有益的参考。

关键词: 桩基工程; 桩土界面; 荷载传递; 双曲线模型; 负摩阻力

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2009)01-0144-08

AN IMPROVED LOAD TRANSFER HYPERBOLIC MODEL FOR PILE-SOIL INTERFACE AND ITS APPLICATION

CAO Weiping

(College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, Shaanxi 710055, China)

Abstract: An improved load transfer hyperbolic model for the pile-soil interface is developed based on the conventional hyperbolic model and the results of soil structure interface (SSI) tests, which considers the increase of initial shear stiffness with the surrounding soil consolidation and loading/unloading behavior of the interface. The validity of the proposed model is proved by the good agreement between the computed results and the documental results. Further studies of the negative skin friction of single piles under different pilehead loadings and pile capacities are also conducted. The results show that the location of neutral point and distribution of skin friction of pile shaft and pile capacity vary with the surrounding soil consolidation and the pilehead loading conditions. The conclusions drawn from the study can provide valuable references for the practice.

Key words: pile foundations; pile-soil interface; load transfer; hyperbolic model; negative skin friction

1 引言

桩土相互作用通过桩土间的界面实现, 因此建立能够反映桩土界面剪切力学特性的模型对于预测桩的承载变形性状至关重要。到目前为止, 前人已

经建立了多个桩土界面荷载传递模型, 如线性模型、理想弹塑性模型、双线性硬化模型、三折线软化模型、指数函数模型及双曲线模型等。SSI(soil structure interface)试验^[1~4]表明, 双曲线模型能够较好地描述桩土界面的剪切性状, 而且数学表达简洁, 因而得到了广泛应用。但传统双曲线模型不能反应桩土界

收稿日期: 2008-03-31; **修回日期:** 2008-07-10

基金项目: 陕西省教育厅科学研究计划项目(08JK332); 西安建筑科技大学科技基金资助项目(JC0801, RC0803)

作者简介: 曹卫平(1969-), 男, 博士, 1992年毕业于西安建筑科技大学建筑工程系工业与民用建筑专业, 现任副教授, 主要从事岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: caowp@xauat.edu.cn

面加/卸载循环剪切性状，也不能反映桩土界面反向加载时存在残余相对位移的现象，当然也没有反映桩侧土固结过程中桩土界面法向应力逐渐增加时桩土界面的剪切力学特征，而这些在存在负摩擦阻力的桩基工程中是经常出现的。陈仁朋等^[5]对传统双曲线模型作了改进，但其改进的模型在确定桩土界面初始剪切刚度时所采用的方法不太合理，而且该模型没有给出分级加载时桩土界面上剪应力与相对位移之间的关系表达式，不能很好地反映地基土固结过程中桩土界面的剪切力学特性。因此，本文在陈仁朋等^[5]工作的基础上对传统双曲线模型作了进一步改进。

2 桩土界面荷载传递双曲线模型的改进

传统桩土界面荷载传递双曲线模型表达式为

$$\tau = \frac{\Delta}{\frac{1}{k_{si}} + R_f \frac{\Delta}{\tau_f}} \quad (1)$$

式中： τ ， Δ 分别为桩土界面上的剪应力和相对位移； k_{si} ， τ_f 分别为桩土界面的初始剪切刚度和抗剪强度； R_f 为破坏比， $R_f = \tau_f / \tau_{ult}$ ， τ_{ult} 为桩土界面的极限剪应力，本文取 $R_f = 1$ 。

K. S. Wong 和 C. I. The^[6]采用 M. F. Randolph 和 C. P. Worth^[7]提出的经验公式确定桩土界面的初始剪切刚度，即 $k_{si} = G / [r_0 \ln(r_m / r_0)]$ ， r_0 ， r_m 分别为桩半径和桩的影响半径。K. S. Wong 和 C. I. The^[6]认为， k_{si} 是不随桩侧土固结而变化的常数。抗剪强度 τ_f 是随深度和时间变化的量，通常采用 R. J. Chandler^[8]提出的有效应力法来确定，即 $\tau_f = k_0(\gamma'z + \Delta\sigma') \tan \varphi'$ (k_0 为土水平侧压力系数，可取 $k_0 = 1 - \sin \varphi'$ ； γ' ， φ' 分别为桩侧土的有效重度和有效内摩擦角； $\Delta\sigma'$ 表示某时刻地基深度 z 处由于孔压消散引起的竖向附加有效应力)。

在地基土固结过程中，随着超静孔压的消散，地基中有效应力逐渐增加，作用于桩侧表面上的法向有效应力也逐渐增加，由 SSI 试验^[1~4]可知，桩土界面的初始剪切刚度也逐渐增大，因此界面的初始剪切刚度与其剪切强度相关。本文在考虑这一问题时，将理想弹塑性模型与传统双曲线模型结合起来以便确定界面的初始剪切刚度，如图 1 所示。

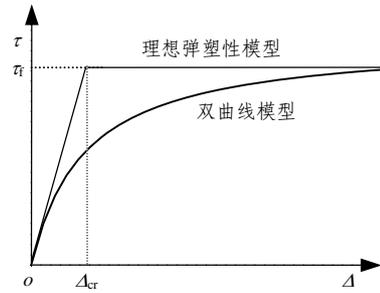


图 1 桩土界面初始剪切刚度的确定

Fig.1 Determination of initial shear stiffness for pile-soil interface

理想弹塑性模型认为：桩土相对位移小于极限相对位移 Δ_{cr} 时，剪应力与相对位移成线性关系；当桩土相对位移大于极限相对位移 Δ_{cr} 时，剪应力为恒定值，等于界面的剪切强度，不随桩土相对位移的增加而变化。而传统双曲线模型则认为，剪应力与相对位移之间为渐变关系，对于双曲线而言，从理论上讲，只有当桩土相对位移达到无穷大时，剪应力才等于界面剪切强度。理想弹塑性模型和传统双曲线模型采用的界面剪切强度是相同的，因此，理想弹塑性模型的曲线(实际上是 2 条直线)就是传统双曲线模型的外包线，这样就可以方便地确定双曲线模型的初始剪切刚度 k_{si} ，即 $k_{si} = \tau_f / \Delta_{cr}$ ， $\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \delta'$ 。由 SSI 试验^[1~4]可知，界面的极限相对位移一般为几个毫米，因此，本文在计算时，除非特别说明，一般取 $\Delta_{cr} = 2 \text{ mm}$ 。这样，桩土界面初始剪切刚度就反映了随着地基土的固结而逐渐增大的特点。

在地基土固结过程中，桩侧表面各点的法向有效应力随时间一直在增大，因此，桩身各点都在经历着法向有效应力逐渐增大情况下的剪切过程。在 t_1 时刻，桩身某点的法向有效应力为 σ_{n1} ，而 t_2 时刻，该点的法向有效应力为 σ_{n2} ，根据 SSI 试验^[1~4]可知，该点的剪应力 - 相对位移关系如图 2 所示。

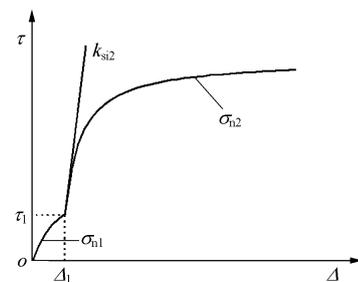


图 2 分段加载时的界面剪切曲线

Fig.2 τ - Δ curve for pile-soil interface when step-load is applied

描述地基土固结过程中桩土界面剪切力学特性的关系可用下式表示:

$$\tau_2 = \tau_1 + \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\frac{1}{k_{si2}} + R_f \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\tau_{f2} - \tau_1}} \quad (2)$$

式中: τ_1 , Δ_1 分别为前一时刻桩土界面上的剪应力和相对位移; τ_2 , Δ_2 分别为当前时刻桩土界面上的剪应力和相对位移; k_{si2} , τ_{f2} 分别为当前时刻对应的桩土界面初始剪切刚度和剪切强度。

随着地基土固结, 桩身的部分区段, 在前一时刻承受正摩阻力, 而在下一时刻, 承受的正摩阻力可能会减小, 同样, 桩身的某些区段在前一时刻承受负摩阻力, 而在下一时刻, 承受的负摩阻力绝对值可能会减小, 即这些位置的桩土界面经历了卸载的过程, 传统双曲线模型无法反映桩土界面连续的加载-卸载过程。SSI 试验^[1~4]表明, 当卸载时, 剪应力与相对位移成直线关系, 且该直线的斜率等于初始剪切刚度(见图 3)。因此, 卸载时, 桩土界面上剪应力与相对位移的关系可用下式表示:

$$\tau_2 = \tau_1 - k_{si2}(\Delta_1 - \Delta_2) \quad (3)$$

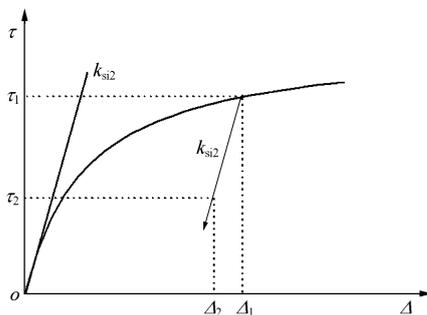


图 3 卸载界面剪切曲线

Fig.3 τ - Δ curve for pile-soil interface when unloading

在卸载过程中, 桩土界面某些位置的剪应力会从前一时刻的正摩阻力转变为负摩阻力, 或从负摩阻力转变为正摩阻力, 即这些位置经历了剪切过程的转变, 传统双曲线模型也无法反映这一转变过程。由 SSI 试验^[1~4]可知, 当卸载使得界面上的剪应力减小为 0 时, 会存在残余相对位移, 若继续卸载, 则以该点为起点开始反向剪切, 反向剪切曲线与初始剪切曲线的形状是相似的, 只是要考虑残余相对位移的影响, 如下式所示:

$$\tau_2 = \frac{\Delta_2 - \Delta_{re}}{\frac{1}{k_{si2}} - R_f \frac{\Delta_2 - \Delta_{re}}{\tau_{f2}}} \quad (4)$$

式中: Δ_{re} 为桩土界面上的残余相对位移。

这样式(1)~(4)就比较完整地反映了在初始加载、分级加载、卸载、反向加载过程中桩土界面的剪切力学特性。与传统双曲线模型相比, 改进的双曲线模型除了能够反映桩土界面复杂的加/卸载剪切性状外, 更重要的是它能够描述桩土之间相互作用的整个时间历程, 从而能够对桩的承载变形性状作出比较恰当的评价。

桩承载变形性状预测的准确与否除了与桩、桩侧土荷载传递模型有关外, 还与桩端土荷载-沉降模型有关。

B. H. Fellenius^[9]对海积软土中长约 55 m 的混凝土预应力桩进行了长达 15 a 的观测, 发现桩端阻与桩端刺入变形基本上成线性关系, 当桩端刺入变形达到了桩径的 5% 时, 桩端阻仍未显示出接近极限阻力的迹象。Y. Shinichi 和 M. Madan^[10]对预钻孔混凝土桩进行了现场测试, 发现当桩端刺入变形小于 40 mm 时, 桩端阻与桩端刺入变形也基本上成线性关系。

当桩端刺入变形较大时, 桩顶沉降也将更大, 规范^[11]规定, 桩顶沉降一般不得过大 ($< 40 \sim 80$ mm), 因此本文采用桩端阻与桩端刺入变形为线性关系, 即

$$w_p = \frac{\pi r_0 (1 - \nu_r^2)}{2E_r} \sigma_p \quad (5)$$

式中: w_p , σ_p 分别为桩端刺入变形及桩端阻力; E_r , ν_r^2 分别为桩端土压缩模量及泊松比; r_0 为桩端处桩身半径。

3 单桩负摩擦一维分析模型

3.1 基本假设及控制方程

考虑如图 4 所示的单桩负摩擦一维分析模型, 桩侧土在大面积荷载 q 作用下发生固结沉降 w_s , 桩顶荷载为 Q , 桩端处桩身半径为 r_0 , 桩长为 L , 桩身材料弹性模量为 E_p 。

(1) 基本假设

① 桩的压缩变形是弹性的, 桩身直径不变。

② 桩侧土均匀各向同性, 压缩模量和泊松比分别为 E_s 和 ν_s ; 桩端持力层压缩模量和泊松比分别为 E_r 和 ν_r 。

③ 由大面积荷载 q 引起的地基土固结是一维的, 不考虑打桩引起的超静孔压, 桩的存在不影响地基土的固结过程。

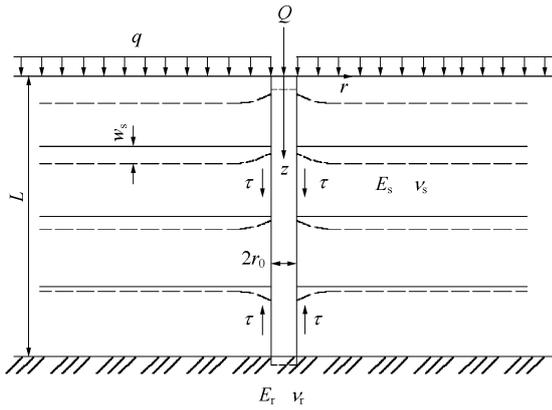


图 4 单桩负摩擦一维分析模型

Fig.4 One-dimensional analytical model for negative skin friction of single pile

④ 桩土界面荷载传递采用本文改进的双曲线模型，桩端土反力与桩端刺入变形采用线性关系。

(2) 控制方程

当在桩顶作用竖向荷载时，根据任一桩单元的竖向受力平衡条件可得

$$\frac{d^2 w_p}{dz^2} = -\frac{2\pi r_0}{E_p A_p} \tau(z) \quad (6)$$

式中： A_p 为桩身横截面面积； $\tau(z)$ 为深度 z 处土作用于桩侧的摩阻力，向上为正，向下为负。

长度为 L 的桩，在桩顶作用竖向荷载 Q 时，根据桩与桩侧土不同的荷载情况，式(6)中的 $\tau(z)$ 可用式(1)~(4)代换，显然该方程是非线性的，需用数值方法求解。

将桩沿其长度等分为 n 段，自桩顶向下各节点编号依次为 $0, 1, \dots, i, \dots, n-1, n$ ，即桩顶节点编号为 0 ，桩端节点编号为 n 。利用差分格式，可将控制方程式(6)转换为代数方程，即

$$w_p^{i+1} = \left(\frac{L}{n}\right)^2 \left(-\frac{2\pi r_0}{E_p A_p}\right) \tau^i + 2w_p^i - w_p^{i-1} \quad (7)$$

式(7)可按下述迭代法求解：

① 假定桩顶节点位移 w_p^0 ，根据相应的桩侧土位移 w_s^0 及桩土界面荷载传递关系求得 τ^0 。

② 根据 $w_p^1 = w_p^0 - \frac{Q L}{E_p n}$ 得到桩身节点 1 位移，根据相应的桩侧土位移 w_s^1 求得 τ^1 。

③ 从前两步得到的桩身前 2 个节点的位移，利用式(7)可依次得到桩身其余节点的位移 w_p^i (当然包括桩端位移 w_p^n) 及摩阻力 τ^i 。

④ 桩端的位移还可由下式求得：

$$w_p^{nc} = \frac{\pi r_0 (1 - \nu_r^2)}{2 E_r} \left(\frac{Q}{A_p} - \frac{2}{r_0} \int_0^L \tau(z) dz \right) \quad (8)$$

⑤ 求桩端位移误差 ERR ， $ERR = w_p^n - w_p^{nc}$ 。

⑥ 若 $ERR \leq \varepsilon$ ，则本次假定的桩顶位移满足要求，否则重新假定桩顶位移，重复步骤①~⑤，直到桩端位移误差满足要求为止。一般可取 $\varepsilon = 1.0 \times 10^{-6} m$ 。

应该说明的是，第二次迭代时，仍需假定桩顶位移，而以后各次迭代，桩顶位移可按式计算：

$$w_p^0(num) = \frac{ERR(num-1)w_p^0(num-2) - ERR(num-2)w_p^0(num-1)}{ERR(num-1) - ERR(num-2)} \quad (9)$$

式中： $num, num-1, num-2$ 均为迭代次数 ($num \geq 3$)。

按照上述方法计算，对于每一时刻，一般迭代 6~7 次就可以满足要求。

桩侧土固结过程中，对应于桩身各节点土的沉降可用 Terzaghi 一维固结理论求解，即

$$w_s(z, t) = \frac{u_0 L}{E_s} \left[1 - \frac{z}{L} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \cos\left(M \frac{z}{L}\right) \right] \quad (10)$$

式中： u_0 为初始孔压， T_v 为时间因子， $M = \frac{2m-1}{2} \pi$ ($m = 1, 2, 3, \dots$)， z 为深度， L 为桩长， E_s 为桩侧土压缩模量。

对桩侧土固结过程中的每一个时刻，利用上述方法求解式(7)，就可以得到整个时间历程桩身各点的摩阻力及位移。

3.2 本文模型计算结果与已有文献结果的比较

为验证本文改进的双曲线模型的合理性，下面将选取文献中的算例，用本文方法进行计算，并与文献结果进行对比。

(1) 算例 1

H. B. Poorooshasb 等^[12]用数值方法计算了软基中桩的负摩阻力。软土厚度 12 m，地基土有效重度 $\gamma' = 6.5 kN/m^3$ ，压缩模量 $E_s = 2.0 MPa$ ，泊松比 $\nu_s = 0.20$ ，有效内摩擦角 $\phi' = 23^\circ$ ；桩长 6 m，桩身半径 0.3 m；桩顶竖向集中荷载 $Q = 0 kN$ ，地面均布堆载 $q = 33 kPa$ ；地下水位在地表处。该文未给出桩的参数及地基土的渗透系数，只提及桩为混凝土桩，因此本文计算时，取桩身混凝土的弹性模量 $E_p = 3 \times$

10^4 MPa, 而地基土渗透系数 $k = 1 \times 10^{-6}$ cm/s (渗透系数大小对地基土固结完成时的计算结果没有影响)。

图 5 给出了地基土固结完成时本文结果与 H. B. Poorooshasb 等^[12]结果的对比。本文计算方法得到的桩身负摩阻力最大值为 -11.43 kPa, 最大正摩阻力为 14.44 kPa, 中性点位置在 4.9 m 深度处, 而 H. B. Poorooshasb 等^[12]得到桩侧负摩阻力最大值为 -8.8 kPa, 最大正摩阻力为 14.6 kPa, 中性点位置在 4.1 m 深度处, 2 种方法得到的结果比较接近。H. B. Poorooshasb 等^[12]结果显示桩侧正负摩阻力转换的区间较长, 中性点深度较浅。

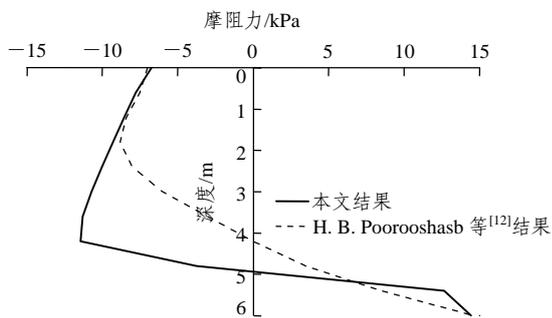


图 5 桩身摩阻力的比较
Fig.5 Comparison of pile skin friction

2 种方法计算结果产生差异的原因主要是: (1) 本文方法考虑了桩土之间发生相对滑移, 而 H. B. Poorooshasb 等^[12]没有考虑桩土之间的相对滑移。(2) 本文方法考虑了地基土固结过程桩土界面之间的加载、卸载、反向剪切整个过程, 而 H. B. Poorooshasb 等^[12]仅考虑了地基土固结完成时的状态, 没有考虑地基土固结过程中桩土界面复杂的剪切过程。当考虑桩土之间的相对滑移时, 就能使桩侧摩阻力充分发挥出来, 得到的摩阻力就较大, 这也就是本文得到负摩阻力较大、中性点位置较低的原因。

(2) 算例 2

S. Jeong 等^[13]曾用有限元程序对地面堆载时桩身承受下拽力进行了分析, 考虑了桩土界面之间的相对滑移, 取桩土极限相对位移为 5 mm, 具体参数如下: 软土厚度 30 m, 有效重度 $\gamma' = 9.0$ kN/m³, 压缩模量 $E_s = 2.0$ MPa, 泊松比 $\nu_s = 0.20$, 有效内摩擦角 $\phi' = 25^\circ$; 桩长 30 m, 截面为矩形, 尺寸为 0.6 m × 0.6 m, 端承桩; 桩顶竖向集中荷载 $Q = 0$ kN, 地面均布堆载 $q = 250$ kPa; 地下水位在地表处。该文未给出桩的弹性模量参数及地基土的渗透系数, 因此本文计算时, 取桩身混凝土弹性模量 $E_p =$

3.0×10^4 MPa, 而地基土渗透系数 $k = 1.0 \times 10^{-6}$ cm/s。为模拟端承桩的桩端支承条件, 本文取桩端土压缩模量 $E_r = 2.5 \times 10^8$ MPa。

图 6 给出了地基土固结完成时本文方法和 S. Jeong 等^[13]利用有限元得到的桩身轴力计算结果。可以看出, 2 种方法的结果非常接近, 这是因为本文方法和 S. Jeong 等^[13]方法采用了相似的计算模式, 而且都考虑了桩土界面之间的相对滑移, 2 种方法计算结果很接近在情理之中。

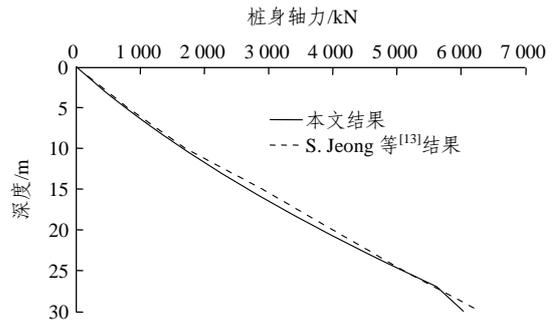


图 6 桩身轴力的比较
Fig.6 Comparison of pile axial forces

3.3 本文模型与传统双曲线模型比较

下面将本文改进的双曲线模型计算结果与传统双曲线模型计算结果进行对比。计算参数为: 软土厚度 10 m, 地基土有效重度 $\gamma' = 10$ kN/m³, 压缩模量 $E_s = 5.0$ MPa, 泊松比 $\nu_s = 0.25$, 有效黏聚力 $c' = 10$ kPa, 有效内摩擦角 $\phi' = 15^\circ$, 地基土渗透系数 $k = 1 \times 10^{-6}$ cm/s; 桩端土压缩模量 $E_r = 25$ MPa, 泊松比 $\nu_r = 0.25$; 桩长 10 m, 桩身半径 $r_0 = 0.3$ m, 桩身混凝土弹性模量 $E_p = 3 \times 10^4$ MPa; 桩顶竖向集中荷载 $Q = 200$ kN, 地面均布堆载 $q = 150$ kPa; 地下水位在地表处。

图 7, 8 分别给出了用 2 种模型计算得到的桩身摩阻力、桩身轴力随时间的发展变化情况。可以看出, 传统模型由于采用经验公式确定双曲线的初

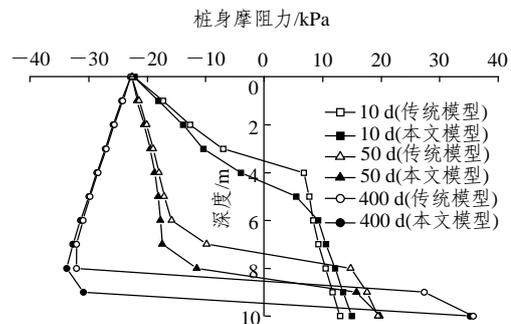


图 7 桩身摩阻力 - 时间关系曲线的比较
Fig.7 Comparisons of curves of pile skin friction versus time

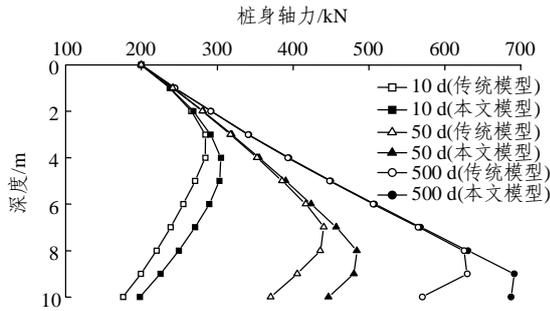


图 8 桩身轴力 - 时间关系曲线的比较

Fig.8 Comparisons of curves of pile axial force versus time

始刚度，而没有反映桩土极限相对位移的概念，求解得到的中性点位置偏高，桩身最大轴力偏小，这样的结果是偏于不安全的。

图 9 给出了在整个时间历程中各点桩身摩阻力 - 桩土相对位移历程的比较。除桩顶、桩底端 2 个位置外，其他位置用 2 种模型得到的摩阻力 - 桩土相对位移关系曲线是不同的。由于桩顶、桩端 2 个位置没有随着地基土固结发生剪切状态的改变，因此 2 种模型得到的结果是基本相同的。而在其他位置，随着地基土固结，桩土之间的剪切状态从开始的正向加载向正向卸载变化，并最终转变为反向加载，即从正向剪切状态转变为反向剪切状态，摩阻力方向发生了变化，桩身中性点位置逐渐下移。虽然传统双曲线模型得到的中性点位置也逐渐下移，但该模型在计算每一个时刻桩土之间的摩擦状态时，无法考虑前一时刻的影响，也无法考虑桩土之间剪切状态连续发生变化，而本文改进的双曲线模型可以描述桩土之间复杂的剪切状态，在计算任一时刻桩土之间的剪切时，能够考虑以前时刻的影响，因而得到的摩阻力 - 桩土相对位移关系曲线符合 SSI 试验^[1~4]规律。

4 单桩负摩擦时间效应分析

4.1 桩顶荷载大小对桩身中性点位置、桩身下拽力的影响

下面将用本文改进的双曲线模型分析桩顶荷载大小对桩身中性点位置、桩身下拽力的影响。桩顶荷载分别取为 $Q = 400, 600, 800$ kN，其余计算参数与节 3.3 算例相同，计算结果见图 10。

从图 10 可以看出，对于相同的桩顶荷载，桩身中性点位置随着地基土固结逐渐向下移动，桩身承受的下拽力也逐渐增加。当 $T_v < 0.57$ 时，桩身中性点位置及桩身下拽力变化比较剧烈，而 $T_v > 0.57$

时，桩身中性点位置及桩身下拽力变化比较平缓。也就是说，桩侧土固结初期，中性点位置较高，桩身大部分区段为正摩擦力，随着桩侧土的固结，土的沉降逐渐增大，中性点也逐渐下移，中性点以上的桩侧摩阻力方向发生改变。桩承受更多的负摩阻力，使桩身轴力增加。当桩顶荷载不同时，中性点位置和桩身下拽力也是不同的，桩顶荷载越大，中性点位置越高，桩承受的下拽力越小，即桩顶荷载增加使中性点位置上移。因此，设计有负摩擦的桩基时，将中性点以上的负摩阻力完全作为外加荷载是不够经济的，尤其对于摩擦桩来说，当桩顶荷载增加时，中性点也随之提高，这意味着桩侧将减少一部分负摩阻力，相应地增加正摩擦力承担桩顶荷载。这个现象说明，当考虑桩的承载能力时，桩侧负摩阻力可以看成是桩承担桩顶荷载的储备能力。但另一方面，桩基设计还需考虑桩侧负摩擦使桩产生过大沉降的问题。

4.2 打桩时间对桩身中性点、桩身下拽力的影响

在桩基施工前，对场地进行堆载预压，使其完成一部分或大部分固结沉降后再打桩能减小桩身负摩擦力，桩承受的下拽力和桩身沉降都会有所减小。下面通过算例分析在场地堆载维持一段时间、等地基土达到一定固结度时打桩再施加桩顶荷载的影响。除桩顶荷载 $Q = 600$ kN 外，其余参数与节 3.3 算例相同。

图 11 给出了地基土达到不同固结度条件下再打桩时量纲一的桩身下拽力及量纲一的桩顶沉降(量纲一的量指地基达到一定固结度时再打桩与地基未经固结就打桩 2 种情况下，地基固结完成时相应物理量的比值)。可以看出，等地基土固结一段时间后再打桩确实能减小桩身承受的下拽力和桩顶最终沉降量，当地基达到的固结度较小时，减小的程度有限，而当地基土的固结度大于 60% 时再打桩，下拽力和桩顶最终沉降量减小的幅度才比较大。

4.3 地基土固结过程中桩承载力的变化

从上文的分析可以看出，在地基土固结过程中，即使桩顶施加的荷载维持不变，桩顶沉降也在一直增加，当地基土固结完成时，桩顶沉降才趋于稳定，因此桩承载力随地基土固结也处于不断的变化过程中。下面通过算例来分析这个问题。计算时，除桩顶荷载 $Q = 600$ kN 外，其余参数与节 3.3 算例相同。

图 12 给出了桩顶沉降量随地基土固结度的变化。随着地基土的固结，桩顶沉降量逐渐增大，当地基固结度为 48% 时，桩顶沉降量为 40 mm，当地基固结完成时，桩顶沉降量达到 58 mm，如果要求

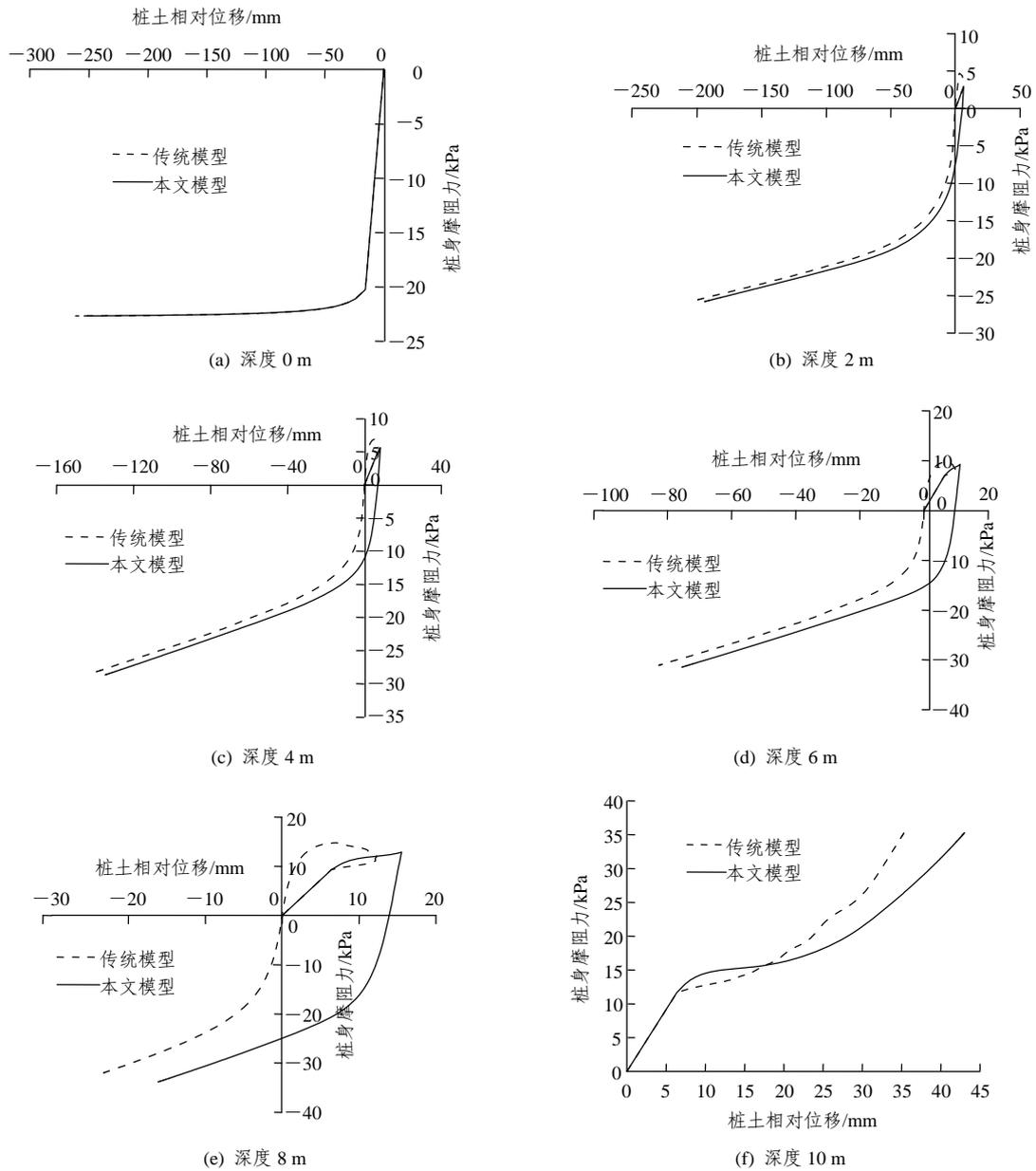
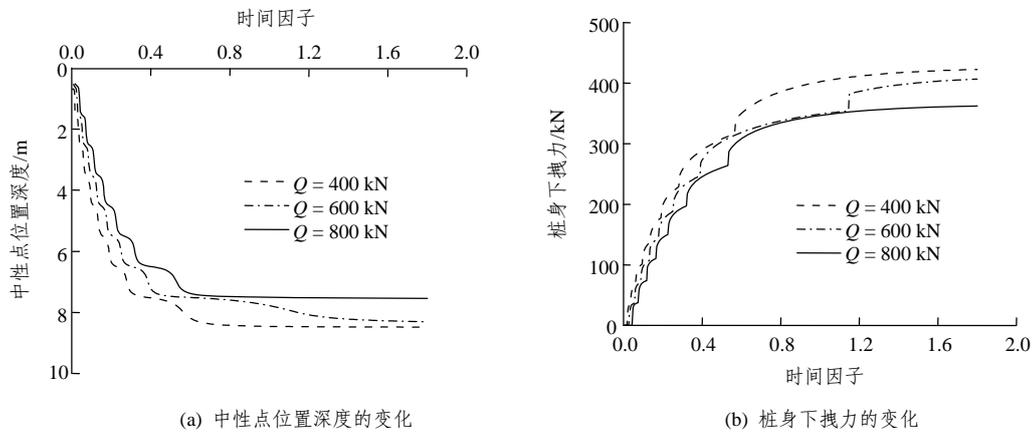


图9 桩身摩阻力 - 桩土相对位移历程的比较

Fig.9 Comparison of time history of skin friction and pile-soil relative displacement



(a) 中性点位置深度的变化

(b) 桩身下拽力的变化

图10 桩顶荷载大小对中性点位置深度、桩身下拽力的影响

Fig.10 Influence of pilehead loading on the location of neutral point and down-drag

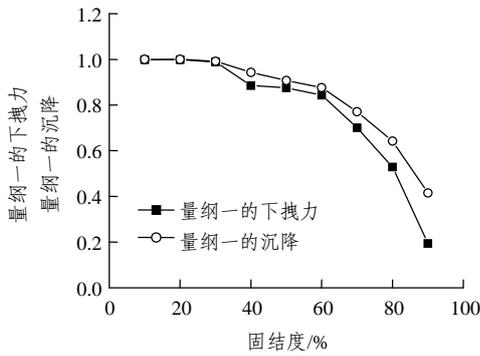


图 11 打桩时间对桩身下拽力及沉降的影响
Fig.11 Influence of pilehead loading on down-drag and settlements

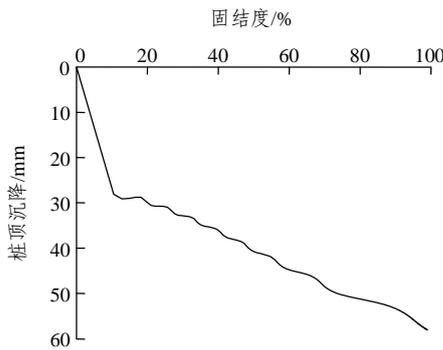


图 12 桩顶沉降随地基固结度的变化
Fig.12 Curve of pile settlement and consolidation degree of soil

桩沉降不得大于 40 mm，则地基固结度大于 48% 后，桩承载力在逐渐减小，已经不适于承受 600 kN 的桩顶荷载，即在地基固结过程中，桩承载力是逐渐减小的。

5 结 论

本文在总结前人 SSI 试验成果的基础上，改进了传统桩土荷载传递双曲线模型并用于分析存在负摩阻力的桩基问题，可以得到以下结论：

(1) 改进的桩土荷载传递双曲线模型可以描述随着地基土固结，桩侧土初始剪切刚度随时间增长、以及桩土界面的分阶段加载/卸载循环剪切特性。

(2) 随着地基土固结，桩身负摩阻力和中性点位置处于一个变化过程中，桩顶作用的荷载大小不同，桩身负摩阻力的大小和中性点位置不同。桩顶作用的荷载越大，中性点位置深度越浅，桩身承受的下拽力越小。

(3) 地基土固结一段时间后再打桩并施加桩顶荷载，可以减小桩身下拽力和桩顶沉降。当地基土

固结度较小时就打桩，桩身下拽力和桩顶沉降减小的幅度很有限，本文算例表明，当地基土固结度达到 60% 时再打桩，桩身下拽力和桩顶沉降减小的幅度较大。

(4) 在地基土固结过程中，桩的承载力逐渐减小。

参考文献(References):

- [1] UESUGI M, KISHIDA H, TSUBAKIHARA Y. Friction between sand and steel under repeated loading[J]. Soils and Foundations, 1989, 29(3): 127 - 137.
- [2] DESAI C S, DRUMM E C. Cyclic testing and modeling of interface[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(6): 793 - 815.
- [3] YIN Z Z, ZHU H, XU G H. A study of deformation in interface between soil and concrete[J]. Computers and Geotechnics, 1995, 17(1): 75 - 92.
- [4] GÓMEZ J E, FILZ G M, EBELING R M. Development of an improved numerical model for concrete-to-soil interfaces in soil-structure interaction analyses[R]. Vicksburg: U. S. Army Engineer Research and Development Center, 2000.
- [5] 陈仁朋, 周万欢, 曹卫平, 等. 改进的桩土界面荷载传递双曲线模型及其在单桩负摩阻力时间效应研究中的应用[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(6): 824 - 830.(CHEN Renpeng, ZHOU Wanhuan, CAO Weiping, et al. An improved load-transfer hyperbolic model for the pile-soil interface and its application to the study of negative friction of single piles considering time effect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(6): 824 - 830.(in Chinese))
- [6] WONG K S, THE C I. Negative skin friction on piles in layered deposits[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1995, 121(6): 457 - 465.
- [7] RANDOLPH M F, WORTH C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1978, 104(2): 1 465 - 1 488.
- [8] CHANDLER R J. The shaft friction of piles in cohesive soils in terms of effective stresses[J]. Civ. Engng. Publ. Wks. Rev., 1968, 63: 48 - 51.
- [9] FELLENIUS B H. Results from long-term measurement in piles of drag load and downdrag[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2006, 43(4): 409 - 430.
- [10] SHINICHI Y, MADAN M. Reliability based load transfer characteristics of bored precast piles equipped with ground bulb in the pile toe region[J]. Soils and Foundations, 2004, 44(3): 57 - 68.
- [11] 中华人民共和国行业标准编写组. JGJ94 - 94 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. JGJ94 - 94 Technical code for building pile foundations[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1994.(in Chinese))
- [12] POOROOSHASB H B, ALAMGIR M, MIURA N. Negative skin friction on rigid and deformable piles[J]. Computers and Geotechnics, 1996, 18(2): 109 - 126.
- [13] JEONG S, LEE J, LEE C J. Slip effect at the pile-soil interface on dragload[J]. Computers and Geotechnics, 2004, 31(2): 115 - 126.