

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2009.04.012

灌注桩单桩沉降计算的改进算法

魏继红¹,张慧昕²,吴继敏¹,彭森良¹,杜金新¹,冯 贤¹

(1.河海大学土木工程学院,江苏 南京 210098;2.浙江省交通厅工程质量监督局,浙江 杭州 311215)

摘要:根据灌注桩的受力特性及变形规律,建立了桩端土层较软和桩底沉渣较厚条件下的桩端荷载-沉降数学模型.基于假设的桩侧土荷载传递函数,对灌注桩沉降过程中桩侧土体的变形规律进行了研究,建立了桩侧土荷载传递线性软化模型条件下桩端土硬化非线性模型的荷载-沉降关系;依据桩侧土体完全弹性、弹性+软化、弹性+软化+残余、残余+软化、完全软化状态下的桩端土非线性模型的荷载传递关系,导出了单桩荷载传递公式,得到了桩侧土体多种状态下的桩顶荷载-沉降规律,并通过算例验证了该公式的合理性.

关键词:灌注桩;沉降;线性软化模型;荷载传递法;解析算法

中图分类号: TU473.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-1980(2009)04-0419-06

单桩沉降计算的解析算法有多种,主要的解析算法有弹性理论法^[1]、传递函数法^[2-3]、剪切位移法^[4-7]等.弹性理论法的优点是考虑了土的连续性,缺点是将土视为完全弹性体,忽视了土的非线性特性及桩的存在性,计算方法较繁.传递函数法的优点是传递函数能够很好地反映桩土间的非线性特性、界面特性及成层地基问题,计算方法简便,缺点是假设桩上任意点的位移仅与该点的剪切应力有关,而与桩身其他点的剪应力无关,故不能考虑土的连续性以及桩与桩之间的相互影响.剪切位移法的优点是位移场叠加能够较好地反映群桩的工作特性,缺点是未考虑桩土的相对位移及桩端的刺入变形等.

采用传递函数法求解桩竖向沉降的关键是桩侧土和桩端土荷载传递函数的确定.目前,荷载传递函数的确定方法主要有 2 种:(a)利用实测资料建立荷载传递函数;(b)根据假定确定荷载传递函数^[8].常用的荷载传递函数有理想弹塑型、双折线硬化型、双曲线型、抛物线型和指数型几种^[3,9-10].由于理想弹塑型荷载传递函数不能反映土体的强化、软化和非线性特性,双折线硬化型荷载传递函数假定桩侧摩阻力随着沉降的增大而增大,也不能反映土体的非线性特性,双曲线型、指数型等非线性荷载传递函数只能部分地反映土体的非线性特性,因此,要提高荷载传递法的精度,必须建立一种既能考虑土体硬化和软化特性,又能考虑土体非线性特性的荷载传递函数.为此,本文首先根据灌注桩的受力特性及变形规律,建立了桩端土层较软和桩底沉渣较厚条件下的桩端荷载-沉降数学模型,然后根据桩侧土体完全弹性、弹性+软化、弹性+软化+残余、残余+软化、完全软化状态下的桩端土非线性模型的荷载-传递关系,导出了单桩荷载传递公式,最后通过算例验证了公式的合理性.

1 灌注桩的基本特点

当桩侧面积和桩底面积增大时,桩侧摩阻力、桩端承载力和桩极限承载力也会增大,并且桩侧摩阻力的增大会使得长径比相同而直径 D 较大的桩具备较大的承载能力,桩本身的刚度会得到加强.因此,只有适当增大灌注桩的长度,才能满足沿海、沿江软土层较厚地区大型桥梁建设的需要.图 1 为某工程相同土层环境下, D 分别为 0.8 m 和 1.8 m 的灌注桩的

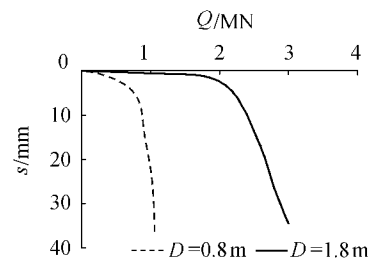


图 1 不同直径灌注桩
 $Q-s$ 曲线的比较

Fig. 1 $Q-s$ curves of cast-in-place piles
with different diameters

$Q-s$ 曲线(Q 为桩顶荷载, s 为沉降). 从图 1 可以看出, 当桩径增大时, 桩的承载能力也会提高, 并且桩径大的 $Q-s$ 曲线要比桩径小的 $Q-s$ 曲线平缓些.

2 桩端土和桩侧土模型

2.1 桩端土模型

当桩底出现软弱土层时, 桩端土在桩端荷载作用下往往会产生较大的变形. 对实际工程来讲, 钻孔灌注桩钻孔结束后, 桩底很容易留下沉渣. 较厚的桩底沉渣不但会使桩端受力土层强度变弱, 降低桩端土的承载能力, 而且会减小有效桩长, 从而降低桩极限承载力^[11]. 但是, 桩底沉渣厚度与桩极限承载力之间并不呈线性关系(图 2), 桩极限承载力随着沉渣厚度的增加而降低. 由此可知, 桩底沉渣在承受桩端荷载作用时经历了一个压实—强度提高—土层受压强度破坏的过程. 当沉渣厚度超过某一值时, 桩端土的承载力决定于沉渣的力学性质; 当桩端荷载增加到一定水平时, 桩端土的承载力完全取决于桩端压实土的承载能力, 而与地基持力层土质无关. 因此, 桩基工程应考虑桩底沉渣对灌注桩承载力的影响.

本文根据灌注桩桩端土的变形特征和实测数据, 提出了灌注桩桩端土硬化模型, 如图 3(a) 所示, 其表达式为

$$P_b = \begin{cases} k_0 s_b^2 & (s_b \leq s_{b1}) \\ k_0 s_{b1}^2 + k_1(s_b - s_{b1}) & (s_{b1} < s_b \leq s_{b2}) \\ k_0 s_{b1}^2 + k_1(s_{b2} - s_{b1}) + k_2(s_b - s_{b2}) & (s_b > s_{b2}) \end{cases} \quad (1)$$

式中: P_b ——桩端荷载; s_b ——桩端土的沉降; s_{b1} ——桩端土由松散阶段过渡到弹性阶段初期的沉降; s_{b2} ——桩端土由弹性阶段过渡到硬化阶段的沉降; k_0 ——松散阶段与桩端土性质及厚度相关的参数; k_1, k_2 ——桩端土弹性和硬化阶段抗压刚度系数.

该硬化模型是由 3 个不同的函数关系式组成的, 第 1 个函数关系式表示了桩端土压实阶段的荷载—沉降关系, 第 2 个和第 3 个函数关系式分别表示了桩端土弹性阶段和硬化阶段的荷载—沉降关系. 由于桩端一般选择在比较好的持力层上, 该硬化模型未考虑桩端土的软化现象.

2.2 桩侧土模型

本文根据桩侧土体的受力变形特征, 提出了灌注桩桩侧土软化模型, 如图 3(b) 所示, 其表达式为

$$\tau = \begin{cases} k_3 s_c & (s_c \leq s_{c1}) \\ \tau_u - k_4(s_c - s_{c1}) & (s_{c1} < s_c \leq s_{c2}) \\ \tau_{u0} & (s_c > s_{c2}) \end{cases} \quad (2)$$

式中: τ ——桩侧切应力; k_3, k_4 ——桩侧土第 2 和第 3 阶段的抗剪刚度系数; τ_u, τ_{u0} ——峰值剪切强度和残余剪切强度; s_{c1}, s_{c2} ——与 τ_u 和 τ_{u0} 对应的剪切位移; s_c ——桩侧土的变形.

该软化模型也是由 3 个不同的函数关系式组成的, 这 3 个函数关系式分别表示了桩侧土受力变形 3 个阶段桩土间的荷载传递关系.

3 改进算法

3.1 基本假设^[8-10, 12-15]

a. 单桩位于半空间弹塑性土体中, 桩侧土体在荷载作用下先后进入弹塑性区和塑性区.

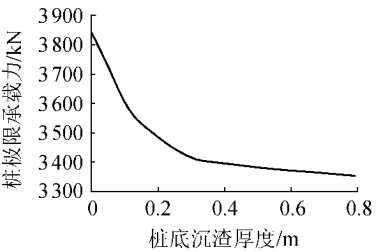


图 2 桩底沉渣厚度与桩极限承载力的关系

Fig. 2 Relationship between mud thickness at pile bottom and ultimate bearing capacity of piles

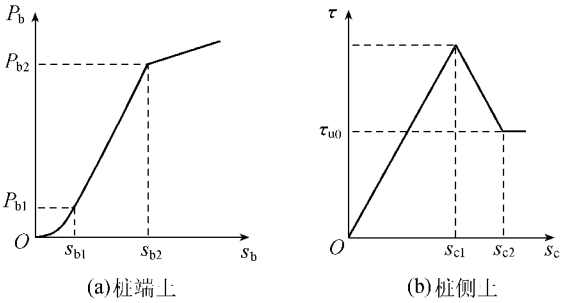


图 3 传递函数

Fig. 3 Transfer function

- b. 桩为等截面桩,桩侧土体由上部到下部逐渐发生破坏.
- c. 桩侧摩阻力的发挥先于桩端阻力,桩身材料的非线性和桩侧负摩阻力可以忽略.
- d. 桩侧土传递函数采用线性软化模型,桩端土传递函数采用桩端土硬化模型.

3.2 荷载传递法的基本方程

荷载传递法又称为传递函数法,其基本原理是用非线性弹簧的应力-应变关系作为传递函数,将桩分成若干单元,并且每一单元侧面与土体之间以及桩端与桩底土之间均用非线性弹簧连接^[9-10],如图 4 所示.

根据荷载传递法的基本原理,由桩体的任意单元可建立平衡方程.由于灌注桩质量较大,当桩体处于比较软弱的土层(如淤泥或淤泥质土)时,其质量对计算结果的精度将产生影响,不可忽略.根据桩受力的基本条件,可得到平衡方程

$$\tau Udz + P + dP = \rho gAdz + P \tag{3}$$

式中: P ——桩身某一部位受到的力; z ——桩身某一部位的坐标; A ——桩的截面积; U ——桩的周长; ρ ——桩身材料的密度; g ——重力加速度.

由桩体的应力-应变关系可知,桩体单元的弹性压缩为

$$\frac{ds_c}{dz} = - \frac{P}{EA} \tag{4}$$

式中: s_c ——桩体沉降; E ——桩体的弹性模量.

对式(4)求导,得

$$\frac{dP}{dz} = - EA \frac{d^2s_c}{dz^2} \tag{5}$$

将式(3)代入式(5),得

$$\frac{d^2s_c}{dz^2} - \frac{U}{EA}\tau + \frac{\rho g}{E} = 0 \tag{6}$$

当桩侧土处于弹性状态时,传递函数为

$$\tau = k_3s_c \tag{7}$$

将式(7)代入式(6),解微分方程得

$$s_c = C_1e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}}z} + C_2e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}}z} + \frac{\rho gA}{Uk_3} \tag{8}$$

由边界条件 $EA \frac{ds_c}{dz} \Big|_{z=0} = -P_0$ (桩顶荷载), $s_c \Big|_{z=0} = s_0$ (桩顶位移),得

$$C_1 = \frac{s_0}{2} - \frac{\rho gA}{2Uk_3} - \frac{P_0}{2\sqrt{EAUk_3}} \tag{9}$$

$$C_2 = \frac{s_0}{2} - \frac{\rho gA}{2Uk_3} + \frac{P_0}{2\sqrt{EAUk_3}} \tag{10}$$

将式(9)(10)代入式(8),得

$$s_c = \left(\frac{s_0}{2} - \frac{\rho gA}{2Uk_3} - \frac{P_0}{2\sqrt{EAUk_3}} \right) e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}}z} + \left(\frac{s_0}{2} - \frac{\rho gA}{2Uk_3} + \frac{P_0}{2\sqrt{EAUk_3}} \right) e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}}z} + \frac{\rho gA}{Uk_3} \tag{11}$$

由式(4)(11)可得

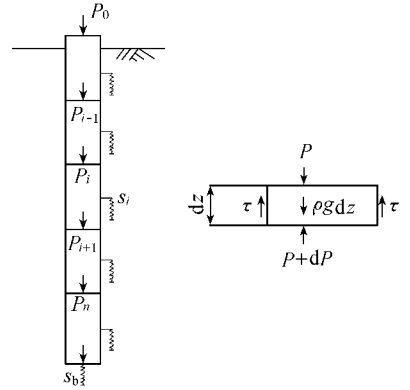


图 4 荷载传递法的基本模式
Fig. 4 Basic mode of load transfer method

$$P = -EA \frac{ds_c}{dz} = \sqrt{EAUk_3} \left[\left(\frac{s_0}{2} - \frac{\rho g A}{2Uk_3} + \frac{P_0}{2\sqrt{EAUk_3}} \right) e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}z}} - \left(\frac{s_0}{2} - \frac{\rho g A}{2Uk_3} - \frac{P_0}{2\sqrt{EAUk_3}} \right) e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}z}} \right] \quad (12)$$

桩端沉降 s_b 及桩端荷载 P_b 为

$$s_b = s|_{z=l} \quad (13)$$

$$P_b = P|_{z=l} \quad (14)$$

式中 l 为桩长。

当桩端沉降处于第 1 阶段 ($s_b \leq s_{b1}$) 时, $P_b = k_0 s_b^2$, 将式 (13) (14) 代入得

$$s_0 = \frac{N_1 - 2k_0 D_1 M_1 + \sqrt{4k_0 M_1^2 B_1 - 4k_0 D_1 M_1 N_1} + N_1^2}{2k_0 M_1^2} \quad (15)$$

其中

$$\begin{aligned} B_1 &= \frac{-\rho g A \sqrt{EAUk_3} + P_0 Uk_3}{2Uk_3} e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} + \frac{\rho g A \sqrt{EAUk_3} + P_0 Uk_3}{2Uk_3} e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} \\ M_1 &= \frac{1}{2} \left(e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} + e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} \right) \\ N_1 &= \frac{\sqrt{EAUk_3}}{2} \left(e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} - e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} \right) \\ D_1 &= \frac{-\rho g A \sqrt{EAUk_3} - P_0 Uk_3}{2Uk_3 \sqrt{EAUk_3}} e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} + \frac{-\rho g A \sqrt{EAUk_3} + P_0 Uk_3}{2Uk_3 \sqrt{EAUk_3}} e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} + \frac{\rho g A}{Uk_3} \end{aligned}$$

当桩端沉降处于第 2 阶段 ($s_{b1} < s_b \leq s_{b2}$) 时, $P_b = k_0 s_{b1}^2 + k_1 (s_b - s_{b1})$, 将式 (13) (14) 代入得

$$s_0 = \frac{D_2 - B_1}{N_1 - M_2} \quad (16)$$

其中

$$\begin{aligned} D_2 &= k_0 s_{b1}^2 + k_1 \left(\frac{-\rho g A \sqrt{EAUk_3} - P_0 Uk_3}{2Uk_3 \sqrt{EAUk_3}} e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} + \frac{-\rho g A \sqrt{EAUk_3} + P_0 Uk_3}{2Uk_3 \sqrt{EAUk_3}} e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} \right) + k_1 \left(\frac{\rho g A}{Uk_3} - s_{b1} \right) \\ M_2 &= \frac{k_1}{2} \left(e^{\sqrt{\frac{k_{31}U}{EA}l}} + e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} \right) \end{aligned}$$

当桩端沉降处于第 3 阶段 ($s_b > s_{b2}$) 时,

$$P_b = k_0 s_{b1}^2 + k_1 (s_{b2} - s_{b1}) + k_2 (s_b - s_{b2})$$

将式 (13) (14) 代入得

$$s_0 = \frac{D_3 - B_1}{N_1 - M_3} \quad (17)$$

其中

$$\begin{aligned} D_3 &= -k_2 \left(\frac{\rho g A \sqrt{EAUk_3} + P_0 Uk_3}{2Uk_3 \sqrt{EAUk_3}} e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} + \frac{\rho g A \sqrt{EAUk_3} - P_0 Uk_3}{2Uk_3 \sqrt{EAUk_3}} e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} \right) + \\ &k_0 s_{b1}^2 + k_1 (s_{b2} - s_{b1}) + k_2 \left(\frac{\rho g A}{Uk_3} - s_{b2} \right) \\ M_3 &= \frac{k_2}{2} \left(e^{\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} + e^{-\sqrt{\frac{Uk_3}{EA}l}} \right) \end{aligned}$$

以上依据桩侧土线性软化模型及不同的桩侧土状态, 导出了不同桩端土状态下的桩顶 $Q-s$ 关系式。实际上, 当桩顶荷载逐渐增大时, 桩侧土体会从完全弹性 $\rightarrow$ 软化 + 弹性 $\rightarrow$ 残余 + 软化 + 弹性 $\rightarrow$ 残余 + 软化 $\rightarrow$ 完全

软化状态发生变化,因此,在进行单桩沉降计算时应针对不同的桩侧土状态采用不同的计算公式.

4 算法验证

为验证本文所提出的改进算法的合理性,对某均质地基土中的一单桩进行了沉降计算.

桩的计算参数为:桩长 35 m,桩径 0.8 m,桩身弹性模量 $E=3.1 \times 10^7$ kPa,泊松比为 0.167,桩身材料的密度为 2450 kg/m^3 . 桩侧土模型采用本文建立的线性软化模型,桩端土模型采用本文建立的硬化模型,并假定:桩侧地基土的参数为 $k_3=4.5 \times 10^4$ kPa, $k_4=-8.0 \times 10^3$ kPa, $s_1=3.0$ mm, $s_2=5.5$ mm,残余强度为 100 kPa,桩端地基土的参数为 $k_0=5.6 \times 10^6$ kN/m, $k_1=3.7 \times 10^5$ kN/m, $k_2=6.5 \times 10^4$ kN/m, $s_{bl}=10.0$ mm, $s_{l2}=16.0$ mm. 根据上述计算参数,通过计算得出了桩顶 $Q-s$ 曲线(图 5)以及不同桩顶荷载下的桩深-桩身位移曲线(图 6)和桩深-桩身轴力曲线(图 7).

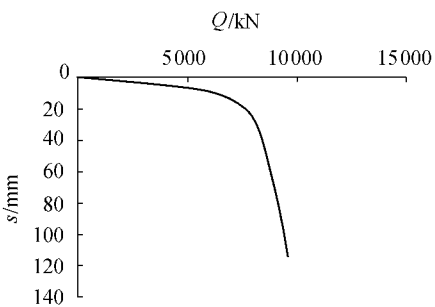


图 5 某工程灌注桩桩顶 $Q-s$ 曲线
Fig. 5 $Q-s$ curves at pile top

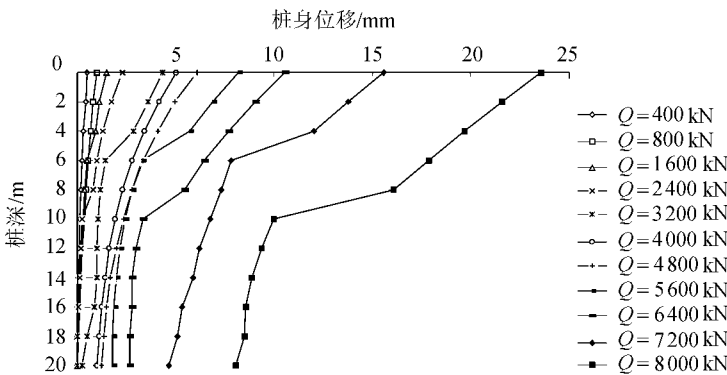


图 6 不同荷载下的桩深-桩身位移曲线
Fig. 6 Relationship between displacement and depth of piles under different loads

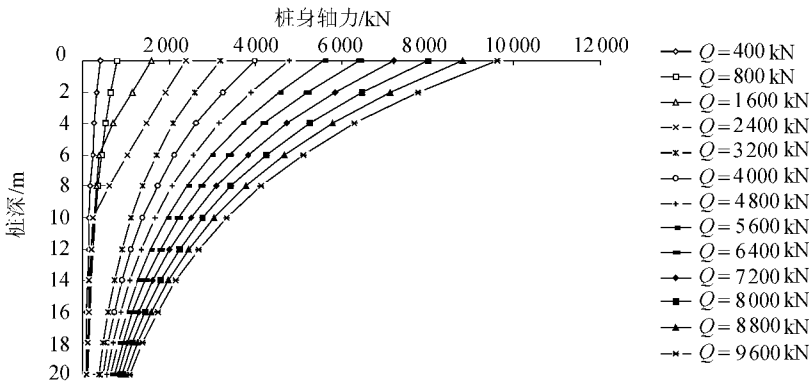


图 7 不同荷载下的桩深-桩身轴力曲线
Fig. 7 Relationship between axial force and depth of piles under different loads

从计算结果可以看出:该桩顶 $Q-s$ 曲线与桩在荷载作用下的沉降规律相符,桩身位移从桩顶到桩底呈递减趋势,大荷载条件下曲线基本处于线性递减状态,桩身轴力随桩深呈非线性递减趋势.

5 结 语

本文首先对不同直径灌注桩的受力特性和变形规律,以及桩底沉渣较厚情况下灌注桩 $Q-s$ 曲线的特点进行了分析,并根据分析结果提出了描述桩端土层较软或桩底沉渣较厚条件下桩端土荷载-沉降关系的数学模型,然后依据提出的桩侧土和桩端土荷载传递关系,建立了桩侧土荷载传递线性三折线软化模型下,桩端

土硬化非线性模型的荷载-沉降关系式,最后针对桩侧土完全弹性、弹性+软化、弹性+软化+残余、残余+软化、完全软化状态下的桩端土非线性模型的荷载传递关系,导出了单桩荷载传递公式,并通过算例验证了该公式的合理性。

参考文献:

- [1] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [2] SEED H B, REESE L C. The action of soft clay along friction piles[J]. Trans ASCE, 1957, 122: 731-754.
- [3] 佐腾悟. 基础の支持の力学は机构[J]. 土木技术, 1965, 20: 1-5.
- [4] COOKE R W. The settlement of friction pile foundation[C]//Proc Conf on Tall Buildings. Kuala Lumpur [s. n.], 1974.
- [5] COOKE R W, PRICE G. Strains and displacements around friction piles[C]//Proc 8th ICSMFE. Moscow [s. n.], 1973: 53-60.
- [6] COOKE R W, PRICE G, TARR K. Jacked piles in London clay: a study of load transfer and settlement under working conditions[J]. Geotechnique, 1979, 29(2): 113-147.
- [7] COOKE R W, PRICE G, TARR K. Jacked piles in London clay: interaction and group behaviour under working conditions[J]. Geotechnique, 1980, 30(3): 97-136.
- [8] 秦义新. 考虑桩土滑移的单桩沉降计算分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2005.
- [9] 何思明. 轴向荷载下单桩荷载传递机理[M]//桩基工程设计与施工. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994: 18-22.
- [10] 房卫民, 赵明华, 苏检来, 等. 由沉降量控制桩竖向极限承载力的分析[J]. 中南公路工程, 1999, 24(2): 23-25.
- [11] 刘俊龙. 桩底沉渣对超长直径钻孔灌注桩承载能力影响的试验研究[J]. 工程勘察, 2000(3): 8-11.
- [12] 王俊林, 马艳, 苟利娟. 大直径超长混凝土灌注桩受力特性试验研究[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2008, 36(1): 82-87.
- [13] 杨有莲, 朱俊高. 钻孔变截面灌注桩的荷载传递特性[J]. 水利水电科技进展, 2008, 28(3): 37-39.
- [14] 闰强刚, 张永谋. 一种计算桩筏基础沉降的简化方法[J]. 安徽建筑, 1999(1): 63-67.
- [15] 王俊林, 王博, 高有斌. 钻孔灌注桩荷载传递机理试验研究[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2007, 35(4): 430-433.

Modified algorithms for settlement calculation of single pile of cast-in-place piles

WEI Ji-hong¹, ZHANG Hui-xin², WU Ji-min¹, PENG Sen-liang¹, DU Jin-xin¹, FENG Xian¹

(1. College of Civil Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Engineering Quality Supervision Station, Department of Communications, Zhejiang Province, Hangzhou 311215; China)

Abstract: According to the stress characteristics and deformation rules of cast-in-place piles, a mathematical model of load-settlement was established under the conditions of soft soil at the pile end and thick mud at the pile bottom. Based on the assumed transfer function, the deformation rules of soils around the cast-in-place piles during their settling were studied. A relationship between load and settlement of the hardening nonlinear model for the soils at the pile end was proposed based on the softening linear model for the load transfer of soils around the piles. On the basis of the load transfer function of the nonlinear model for soils at the pile end under conditions of complete elasticity, elasticity + softening, elasticity + softening + residue and residue + and complete softening of soils around the piles, a load transfer equation of a single pile was derived, and the load-settlement rules at the pile top were obtained for various states of soils around the piles. The present equation was validated through engineering cases.

Key words: cast-in-place pile; settlement; linear softening model; load transfer method; analytic algorithm