

引用格式 郭宸畅, 饶军应, 刘畅, 等. 软岩嵌岩桩自平衡试桩荷载-沉降曲线解析转换算法[J]. 工业建筑, 2024, 54(4): 149-157. GUO C C, RAO J Y, LIU C, et al. An Analytical Transformation Algorithm for Loading-Settlement Curves of Rock-Socketed Piles in Soft Rock by Self-Balanced Tests[J]. Industrial Construction, 2024, 54(4): 149-157 (in Chinese). DOI: 10.3724/j.gjzG23080702

软岩嵌岩桩自平衡试桩荷载-沉降曲线解析转换算法^{*}

郭宸畅¹ 饶军应² 刘 畅¹ 陈 忆¹ 尹 泉³

(1. 贵州大学土木工程学院, 贵阳 550025; 2. 贵州大学空间结构研究中心, 贵阳 550025;
3. 湖南城市学院土木工程学院, 湖南益阳 413000)

摘 要 为更准确反映软岩地基中自平衡试桩结果, 提出一种针对软岩嵌岩桩承载力的自平衡试桩结果解析转换算法。首先, 通过分析桩-软岩接触面剪切机理, 建立了考虑胶结、剪胀以及滑移三个剪切阶段的桩-软岩接触面荷载传递函数和模型。其次, 考虑荷载箱上段桩重力的影响并结合桩-软岩接触面荷载传递函数, 推导出自平衡试桩荷载-沉降曲线的理论解析解, 通过将两根试桩的实测数据与理论解析解结果进行对比, 计算得出理论解析解的精确度分别为 87.3% 和 85.6%。最后, 在现有简化转换法基础上提出解析转换法, 通过与精确转换法结果进行比较, 解析转换法结果较简化转换法结果精确度分别提高了 15.3% 和 17.4%。解析转换法简单实用且精确度较高, 可为软岩嵌岩桩自平衡试桩工程提供一定的参考。

关键词 软岩嵌岩桩; 自平衡试桩; 桩-软岩接触面; 荷载传递法

An Analytical Transformation Algorithm for Loading-Settlement Curves of Rock-Socketed Piles in Soft Rock by Self-Balanced Tests

GUO Chenchang¹ RAO Junying² LIU Chang¹ CHEN Yi¹ YIN Quan³

(1. School of Civil Engineering, Guizhou University, Guiyang 550025, China; 2. Spatial Structure Research Center, Guizhou University, Guiyang 550025, China; 3. School of Civil Engineering, Hunan City University, Yiyang 413000, China)

Abstract: To more accurately reflect the test results of the bearing capacity of piles by self-balanced tests in soft rock foundation, an analytical transformation algorithm for the tested bearing capacity of rock-socketed piles by self-balanced tests was proposed. Firstly, the shear mechanism of interfaces between piles and soft rock was analyzed, and a transfer function of loads and model for the interfaces between piles and soft rock were established considering the three shear stages of cementation, shear dilation and slip. Secondly, the analytical solution for loading-settlement curves of piles by the self-balanced tests was deduced considering the influence of the pile weight of the upper section on the loading box and combining the load transfer function of the interface between piles and rock. Comparing the measured data of two test piles with the calculating results by the analytical solution, the accuracy calculating results by the analytical solutions was 87.3% and 85.6% respectively. Eventually, based on the existing simplified transformation method, an analytical transformation method was proposed. Comparing the results with the precise transformation solutions, the accuracy of the calculating results by the analytical transformation solution was respectively improved by 15.3% and 17.4% compared with the calculating results by the simplified transformation method. The analytical transformation method was simple, practical, and more accurate, which could provide reference to self-balancing tests in engineering with rock-socketed piles in soft rock.

Key words: rock-socketed pile in soft rock; self-balanced test; interface between piles and soft rock; load transfer method

^{*}国家自然科学基金项目(51968010, 51608141); 湖南省自然科学基金项目(2022JJ50281)。

第一作者: 郭宸畅, 硕士研究生, 主要从事岩土及隧道工程方面研究工作, mccguo@yeah.net。

通信作者: 饶军应, 博士, 副教授, 主要从事岩土及隧道工程方面教学与科研工作, jyrao@gzu.edu.cn。

收稿日期: 2023-08-07

随着新建工程对基桩承载力要求的不断提高, 嵌岩桩的应用愈加广泛。但由于嵌岩桩承载力大、试验耗费高导致难以开展破坏性试验,^[1]因此有必要探索一种高效、简便的试桩方法来开展试桩工程。自平衡试桩作为一种新的基桩承载力测试方法, 最初由 Osterberg 在 20 世纪 80 年代中期提出并应用于实际工程。^[2]我国在 21 世纪初引入并逐渐推广应用该方法, 其有效地克服了堆载法与锚桩法受到的吨位和场地条件限制。^[3]

与传统静载试桩不同, 在自平衡试桩过程中, 外部荷载由预埋于桩身内的荷载箱提供, 这导致自平衡试桩荷载-沉降曲线为两条方向不同的曲线, 为准确评估桩在使用阶段的承载性能, 就须将自平衡试桩荷载-沉降曲线转换为传统静载试桩荷载-沉降曲线。目前, 工程中将自平衡试桩荷载-沉降曲线转换为传统静载试桩荷载-沉降曲线的方法主要包括等荷载法、等位移法、简化转换法和精确转换法。^[4]其中, 等荷载法和等位移法缺乏必要的理论支撑, 导致转换结果的精确度难以保证。^[5]简化转换法通常采用各行业标准经验转换系数, 但相关理论并不完善。而精确转换法须在桩身内布设大量测量元件, 并对实测数据进行大量计算, 工作较为繁琐且计算量大。据研究^[6]表明: 选用合适的荷载传递函数并结合一定的数值运算, 便可得到桩的荷载-沉降曲线以分析桩的工程性状, 因此采用理论解析方法, 将自平衡试桩荷载-沉降曲线转化为传统静载试桩荷载-沉降曲线具有可行性。如熊巨华等假设桩侧土和桩底土的荷载传递函数分别符合双折线和三折线模型, 推导出自平衡试桩荷载-沉降曲线理论解析解, 并结合自平衡试桩实测数据反演得出了荷载传递模型参数, 将自平衡试桩结果转换为传统静载试桩结果。^[7]奚笑舟等假设桩侧土荷载传递函数符合三折线模型, 考虑了荷载箱上段桩的重力影响, 对荷载箱上段桩荷载-沉降曲线理论解析解进行推导, 并提出了一种由自平衡试桩实测数据反演桩-土间参数的方法。^[8]欧孝夺等假设桩侧荷载传递函数符合软化三折线模型, 桩底土荷载传递函数符合双折线模型, 考虑荷载箱上段桩的重力影响, 推导出考虑荷载-沉降曲线弹塑性发展规律的理论解析解, 结合实测数据反演得到了荷载传递模型参数, 将自平衡试桩荷载-沉降曲线转换为传统静载试桩荷载-沉降曲线, 从而得到试桩的极限承载力。^[9]上述研究均以土质地基为研究对象, 且桩侧荷载传递函数的确定是通过理论分析辅以假设来进行的, 需结合自平衡试桩实测数据反演, 才能得出桩侧抗剪刚度系数等模型参数。

基于上述情况, 将以软岩嵌岩桩为研究对象, 通过分析桩-软岩接触面剪切机理, 确定软岩嵌岩桩侧荷

载传递函数, 建立考虑胶结、剪胀以及滑移三个剪切阶段的三折线荷载传递模型, 并假设桩底基岩符合弹-塑性双折线荷载传递模型。运用荷载传递法推导自平衡试桩荷载-沉降曲线理论解析解, 结合实测数据反演得出剩余模型参数并进行模型准确性验证。最后在简化转换法的基础上提出解析转换法, 并以精确转换法结果为参照, 验证分析解析转换法相对于简化转换法的优化效果。

1 自平衡试桩微元体分析

自平衡试桩是一种在桩身预埋荷载箱, 利用上段桩身的重力、桩侧阻力及桩底阻力互相提供反力的试验方法。试桩过程为荷载箱通过油压加载系统同时向上段桩和下段桩施加荷载, 此时位于荷载箱两侧及桩顶处的位移杆将各处位移传输至数据采集系统, 从而获得荷载箱两侧的荷载-沉降曲线, 其各组成部分如图 1 所示。

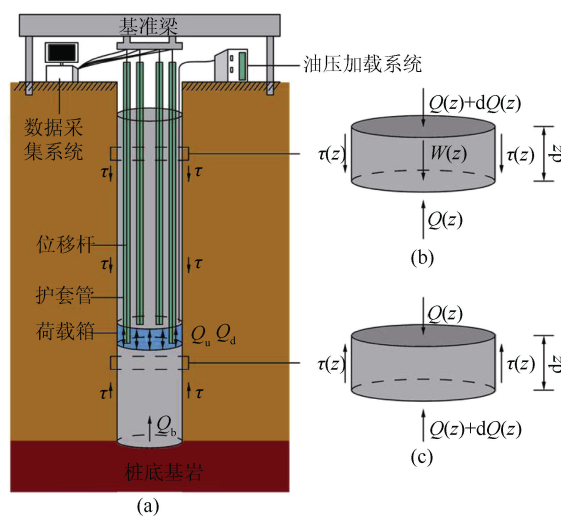


图 1 自平衡试桩示意

Fig.1 Schematic diagrams of self-balanced tests for piles

1.1 桩身微元体受力分析

自平衡试桩与传统静载试桩相比, 荷载的传递方式有所不同。在传统静载试桩中, 外部荷载从桩顶向桩底集中传递, 而在自平衡试桩中, 荷载箱施加的荷载分别向上桩顶和下桩底方向传递, 导致所得荷载-沉降曲线为两条方向不同的曲线, 因此, 在进行桩身微元体受力分析时, 须分别考虑荷载箱上段桩和下段桩的情况。

根据 Seed 等提出的荷载传递法^[10], 垂直于桩轴方向将荷载箱上段桩和下段桩均匀切分为如图 1 (b)、1 (c) 所示的若干个弹性微元体。荷载箱上段桩身微元体受力情况如图 1 (b) 所示, 由于外部荷载由下至

上施加,因此须考虑桩身所受重力 $W(z)$ 对荷载箱施加荷载 $Q(z)$ 产生的抵消作用。荷载箱下段桩身微元体受力情况如图 1(c) 所示,由于外部荷载由上至下施加,其受力情况与传统静载试桩法的情况相同,进而可推导出荷载箱上段桩、下段桩基本静力平衡微分方程。

1.2 荷载箱上段桩、下段桩基本静力平衡微分方程

由上段桩身微元体静力平衡并结合弹性应力-应变关系,可得到上段桩身距荷载箱 z 处轴力 $Q(z)$ 和桩侧剪应力 $\tau(z)$ 、桩身所受重力 $W(z)$ 及桩侧位移 $s(z)$ 的关系:

$$\begin{cases} dQ(z) = -2\pi r \tau(z) dz - W(z) \\ \frac{ds(z)}{dz} = -\frac{Q(z)}{E_p A_p} \end{cases} \quad (1)$$

式中: r 为桩身半径; E_p 为桩身材料弹性模量; A_p 为桩身横截面积。

在式 (1) 两边对 z 进行微分得:

$$\begin{cases} \frac{dQ(z)}{dz} = -U\tau(z) - \gamma_p A_p \\ \frac{d^2 s(z)}{dz^2} = -\frac{dQ(z)}{E_p A_p dz} \end{cases} \quad (2)$$

式中: U 为桩身周长; γ_p 为桩身材料的重度。

结合式 (1)、(2) 可得上段桩、下段桩的基本静力平衡微分方程:

$$\begin{cases} \frac{d^2 s(z)}{dz^2} = \frac{U\tau(z)}{E_p A_p} + \frac{\gamma_p}{E_p} \\ \frac{d^2 s(z)}{dz^2} = \frac{U\tau(z)}{E_p A_p} \end{cases} \quad (3)$$

2 桩-软岩接触面剪切机理

学者们对混凝土桩-岩石接触面剪切机理已开展了广泛研究。Johnston 等假设混凝土桩-岩石接触面粗

糙体形态为规则锯齿形。^[11]赵明华等建立了考虑剪胀、滑移两个剪切阶段的桩侧荷载传递模型,其具体剪切形式如图 2 所示,在外部加载时桩身会产生径向膨胀 Δr ,致使桩侧初始法向应力 σ_{n0} 增大。^[12]研究^[13]还表明:在低法向应力条件下混凝土桩与岩石接触面的抗剪强度主要由接触面间的胶结体提供,加之灌注桩在成孔过程中会发生应力释放,因此初始法向应力很小,可以忽略不计,故在剪胀阶段前增加了对胶结阶段的考虑。

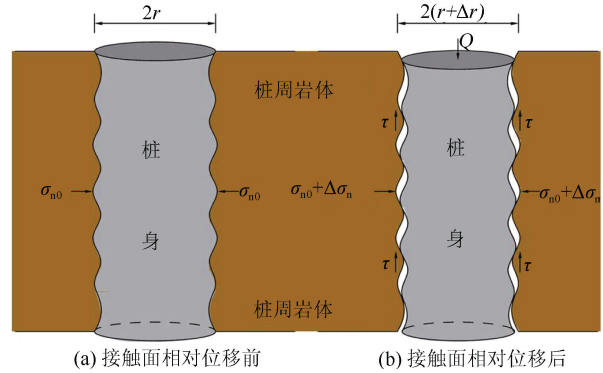


图 2 桩-软岩接触面剪切过程

Fig.2 Shearing processes of interfaces between piles and soft rock

2.1 胶结阶段

桩-软岩接触面粗糙体剪切过程如图 3 所示,在剪切运动开始前,接触面粗糙体之间由灌注的混凝土填充并胶结在一起,随着荷载箱开始施加外部荷载 Q ,粗糙体间的胶结体开始承担剪应力直到大部分被破坏,此时粗糙体间状态如图 3(c)所示,这个剪切阶段称为胶结阶段。

令桩-软岩接触面间的极限胶结力为 τ_b ,在剪胀阶段前,主要由其承担桩侧不断增大的剪应力。当桩侧剪应力增至极限胶结力 τ_b 时,桩-软岩接触面之间的胶

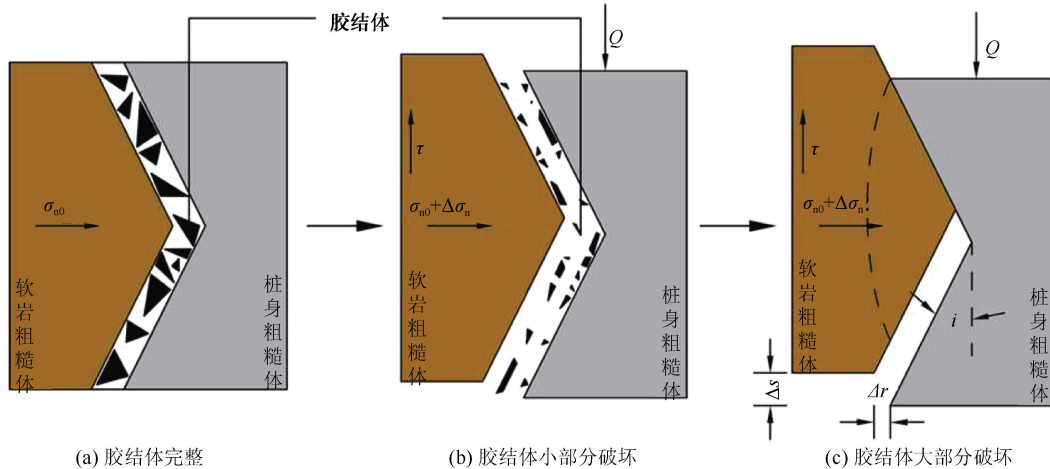


图 3 桩-软岩接触面粗糙体剪切过程

Fig.3 Shearing processes of rough interfaces between piles and soft rock

结体大部分被破坏, 只剩下小部分胶结体提供残余胶结力 τ_r , 此时剪切运动进入剪胀阶段。桩-软岩接触面极限胶结力 τ_b 可由软弱岩石胶结力算式^[14]求得:

$$\begin{cases} \frac{dQ(z)}{dz} = -U\tau(z) - \gamma_p A_p \\ \frac{d^2 s(z)}{dz^2} = -\frac{dQ(z)}{E_p A_p dz} \end{cases} \quad (4)$$

式中: α 为折减系数, 一般取 0.3~0.9, 接触面越粗糙取值越大; σ_r 为桩侧软岩单轴抗压强度; φ 为桩-软岩接触面内摩擦角。

相应的残余胶结力计算式^[15]为:

$$\tau_r = (0.8208D - 1.1989\tau_b) \quad (5)$$

式中: D 为分形维数。

从而可以得到桩-软岩接触面处于胶结阶段时的荷载传递函数:

$$\tau(z) = \frac{\tau_b s(z)}{s_b} \quad (6)$$

式中: s_b 为极限胶结位移。

2.2 剪胀和滑移阶段

如图 3(c) 所示: 当桩-软岩接触面相对位移达到极限胶结位移 s_b 时, 粗糙体开始直接剪切, 桩身由于受到挤压而发生径向膨胀位移 Δr , 导致桩-软岩接触面法向应力增大, 且接触面的剪应力也不断增大。由厚壁圆筒的弹性理论解可得桩-软岩接触面法向应力增量为:

$$\Delta\sigma_n = \frac{\Delta r E_r}{r(1+\nu_r)} = K\Delta r \quad (7)$$

式中: E_r 为桩侧软岩的弹性模量; ν_r 为桩侧软岩的泊松比; Δr 为桩身径向膨胀变形量; K 为桩身法向刚度。

根据图 3(c) 中几何关系可知径向膨胀变形量与桩-软岩接触面相对位移 $s(z)$ 关系为:

$$\Delta r = s(z) \tan i \quad (8)$$

式中: i 为桩-软岩接触面粗糙体起伏角度。

联立式 (7) 与式 (8) 可得法向应力增量为:

$$\Delta\sigma_n = Ks(z) \tan i \quad (9)$$

结合 Patton 等针对低法向应力条件下, 无填充物的规则粗糙岩石结构面提出的抗剪强度表达式^[16], 可得到桩-软岩接触面处于剪胀阶段时的荷载传递函数:

$$\tau(z) = [\sigma_{n0} + Ks(z) \tan i] \tan(\varphi + i) + \tau_r \quad (10)$$

当桩-软岩接触面相对位移达到极限剪胀位移 s_s , 即剪胀阶段结束时, 胶结体完全失效且粗糙体被剪断, 沿图 4 中的虚线形成了新的滑移面, 假设此时法向应力不再增大, 摩擦角 φ 变为残余摩擦角 φ_r , 可以得到桩-软岩接触面处于滑移阶段时的荷载传递函数:

$$\tau(z) = Ks_s \tan i \tan \varphi_r \quad (11)$$

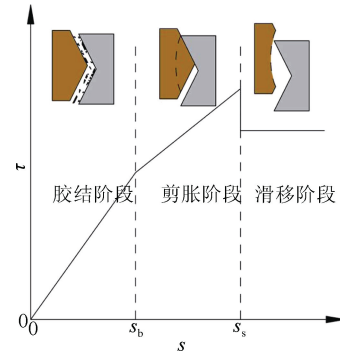


图4 桩侧荷载传递模型

Fig.4 The transfer model of loads on pile sides

结合式 (6)、(10)、(11), 最终得出完整的桩-软岩接触面荷载传递函数:

$$\tau(z) = \begin{cases} \frac{\tau_b s(z)}{s_b} & 0 < s(z) \leq s_b \\ Ks(z) \tan i \tan(\varphi + i) + \tau_r & s_b < s(z) \leq s_s \\ Ks_s \tan i \tan \varphi_r & s_s < s(z) \end{cases} \quad (12)$$

2.3 桩-软岩接触面荷载传递模型

结合桩-软岩接触面荷载传递函数式 (式 (12)), 可得考虑胶结、剪胀及滑移三个剪切阶段的桩侧荷载传递模型, 如图 5 所示。同时假设桩底基岩符合弹性-硬化双折线模型, 得到如图 5 所示的桩底荷载传递模型, 其中 k_1 、 k_2 为桩底基岩抗压刚度系数, s_e 为桩底基岩极限弹性位移。

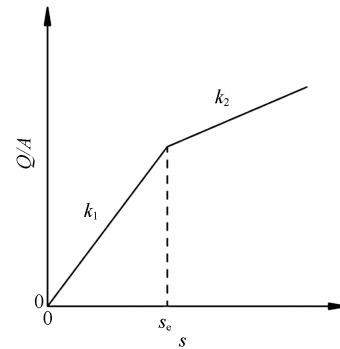


图5 桩底荷载传递模型

Fig.5 The transfer model of loads at bottoms of piles

3 荷载-沉降曲线解析解

在进行自平衡试桩荷载-沉降曲线理论解析推导时, 以荷载箱为起点, 将荷载箱至上段桩顶与下段桩底方向定义为正方向。同时由于桩底基岩的极限弹

性位移通常大于桩侧岩层,故假设桩侧岩体先于桩底基岩进入塑性阶段。^[7]

3.1 荷载箱上段桩荷载-沉降曲线理论解析解

在自平衡试桩过程中,随着荷载箱施加的荷载逐渐增大,不同深度处的桩身处于不同的剪切阶段。如图 6 所示。当荷载箱向上施加荷载 Q_u 时,桩身轴力由荷载箱向桩顶逐渐减小,导致桩侧剪应力 τ 的减小。因此随着荷载箱施加荷载 Q_u 的增大,桩身处于胶结阶段的区域会逐渐拓展到桩顶并保持一段时间,直到在桩侧位移达到极限胶结位移 s_{b1} 时,桩侧剪切运动由荷载箱至桩顶进入剪胀阶段,最终在桩侧位移达到极限剪胀位移 s_{s1} 时,桩侧剪切运动由荷载箱至桩顶进入滑移阶段。

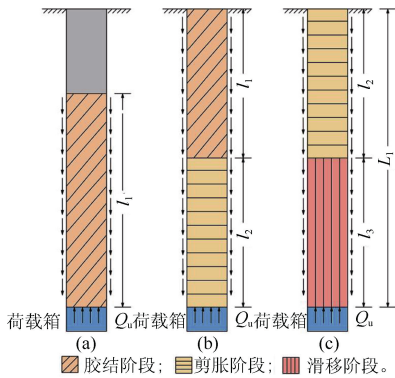


图 6 荷载箱上段桩剪切过程

Fig.6 Shearing processes of upper piles on loading boxes

结合荷载箱上段桩身微元体受力分析可知,荷载箱上段桩在胶结、剪胀、滑移三个剪切阶段都应满足以下边界条件:

$$\begin{cases} s(z)|_{z=0} = s_u \\ Q(z)|_{z=L_1} = -EA \frac{ds(z)}{dz} \Big|_{z=L_1} = 0 \end{cases} \quad (13)$$

1) 当上段桩处于胶结阶段时,由基本静力平衡微分方程(式(3))与桩-软岩接触面荷载传递函数式(式(12))得上段桩荷载箱处的荷载解析解:

$$Q_u = E_p A_p \eta_1 (s_u + \varepsilon_1) \text{th } \chi_1 \quad (14)$$

$$\text{其中 } \eta_1 = \sqrt{\frac{U \tau_b}{E_p A_p s_{b1}}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\gamma_p A_p s_{b1}}{U \tau_b}$$

$$\chi_1 = \eta_1 L_1$$

2) 随着上段桩荷载箱处位移超过极限胶结位移 s_{b1} ,使上段桩处于胶结与剪胀共存阶段时,连续条件为:

$$\begin{cases} s_1(z)|_{z=l_2} = s_2(z)|_{z=l_2} = s_{b1} \\ -E_p A_p \frac{ds_1(z)}{dz} \Big|_{z=l_2} = -E_p A_p \frac{ds_2(z)}{dz} \Big|_{z=l_2} \end{cases} \quad (15)$$

式中: $s_1(z)$ 为胶结阶段位移函数; $s_2(z)$ 为剪胀阶段位移函数。

由基本静力平衡微分方程(式(3))与桩-软岩接触面荷载传递函数式(式(12))可得上段桩荷载箱处位移与荷载关于剪胀阶段展开长度 l_2 的位移和荷载解析解:

$$s_u(l_2) = \frac{\eta_1 \delta_1 (s_{b1} + \varepsilon_1) \text{sh}(\eta_2 l_2)}{\eta_2} + (s_{b1} + \varepsilon_2) \text{ch}(\eta_2 l_2) - \varepsilon_2 \quad (16)$$

$$\text{其中 } \eta_2 = \sqrt{\frac{UK \tan i \tan(\varphi + i)}{E_p A_p}}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{U \tau_r + A_p \gamma_p}{UK \tan i \tan(\varphi + i)}$$

$$\delta_1 = \tanh(\chi_1 - \eta_1 l_2)$$

$$Q_u(l_2) = E_p A_p \{ \eta_1 \eta_2 \delta_1 (s_{b1} + \varepsilon_1) \text{ch}(\eta_2 l_2) + \text{sh}(\eta_2 l_2) \cdot [\eta_2^2 (s_{b1} + \varepsilon_2) + \eta_1^2 (\delta_1^2 - 1)(s_{b1} + \varepsilon_1)] \} / \eta_2 \quad (17)$$

3) 当荷载箱上段桩完全处于剪胀阶段时,由基本静力平衡微分方程(式(3))与桩-软岩接触面荷载传递函数式(式(12))可得上段桩荷载箱处的荷载解析解:

$$Q_u = E_p A_p \eta_2 (s_u + \varepsilon_2) \text{th } \chi_2 \quad (18)$$

$$\text{其中 } \chi_2 = \eta_2 L_1$$

4) 随着上段桩荷载箱处位移超过极限剪胀位移 s_{s1} ,上段桩处于剪胀与滑移共存阶段时,连续条件为:

$$\begin{cases} s_2(z)|_{z=l_3} = s_3(z)|_{z=l_3} = s_s \\ -E_p A_p \frac{ds_2(z)}{dz} \Big|_{z=l_3} = -E_p A_p \frac{ds_3(z)}{dz} \Big|_{z=l_3} \end{cases} \quad (19)$$

式中: $s_3(z)$ 为滑移阶段位移函数。

由基本静力平衡微分方程(式(3))与桩-软岩接触面荷载传递函数式(式(12))可得上段桩荷载箱处位移与荷载关于滑移阶段展开长度 l_3 的位移与荷载解析解:

$$s_u(l_3) = \delta_2 [\eta_2 l_3 (s_{s1} + \varepsilon_2) + \frac{\varepsilon_3 l_3^2}{2}] + s_{s1} \quad (20)$$

$$\text{其中 } \delta_2 = \tanh(\chi_2 - \eta_2 l_3)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{UK s_{s1} \tan i \tan \varphi_r + \gamma_p A_p}{E_p A_p}$$

$$Q_u(l_3) = E_p A_p \{ \delta_2 [\eta_2 (s_{s1} + \varepsilon_2) + \varepsilon_3 l_3] - \eta_2 (1 - \delta_2^2) \cdot [\eta_2 l_3 (s_{s1} + \varepsilon_2) + \frac{\varepsilon_3 l_3^2}{2}] \} \quad (21)$$

5) 当上段桩完全处于滑移阶段时,由基本静力平衡微分方程(式(3))与桩-软岩接触面荷载传递函数式(式(12))可得上段桩荷载箱处的荷载解析解:

$$Q_u = E_p A_p \frac{\varepsilon_3 L_1^2 + 2s_u}{2L_1} \quad (22)$$

3.2 荷载箱下段桩荷载-沉降曲线解析解推导

同荷载箱上段桩剪切过程发展规律, 荷载箱下段桩剪切过程发展规律如图 7 所示:

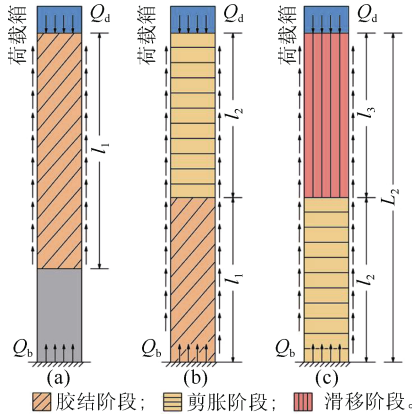


图 7 荷载箱下桩剪切过程

Fig.7 Shearing processes of lower piles under loading boxes

荷载箱下段桩在胶结、剪胀、滑移三个剪切阶段且桩端土处于弹性阶段时都应满足以下边界条件:

$$\begin{cases} s(z)|_{z=0} = s_d \\ Q(z)|_{z=L_2} = -E_p A_p \frac{ds(z)}{dz}|_{z=L_2} = A_p k_1 s(z)|_{z=L_2} \end{cases} \quad (23)$$

式中: L_2 为下段桩长。

1) 当荷载箱下段桩处于胶结阶段, 桩底基岩处于弹性阶段时, 由基本静力平衡微分方程式 (式 (3)) 和桩-软岩接触面荷载传递函数式 (式 (12)) 可得下段桩荷载箱处的荷载解析解:

$$Q_d = E_p A_p \eta_3 s_d \frac{E_p \eta_3 \text{th} \chi_3 + k_1}{E_p \eta_3 + k_1 \text{th} \chi_3} \quad (24)$$

$$\text{其中 } \eta_3 = \sqrt{\frac{U \tau_b}{E_p A_p s_{b2}}}$$

$$\chi_3 = \eta_3 L_2$$

2) 随着下段桩荷载箱处位移超过极限胶结位移 s_{b2} , 使下段桩处于胶结与剪胀共存阶段, 桩底基岩处于弹性阶段时, 连续条件为:

$$\begin{cases} s_1(z)|_{z=l_2} = s_2(z)|_{z=l_2} = s_{b2} \\ -E_p A_p \frac{ds_1(z)}{dz}|_{z=l_2} = -E_p A_p \frac{ds_2(z)}{dz}|_{z=l_2} \end{cases} \quad (25)$$

由基本静力平衡微分方程式 (式 (3)) 和桩-软岩接触面荷载传递函数式 (式 (12)) 可得下段桩荷载箱处位移与荷载关于剪胀阶段展开长度 l_3 的解析解:

$$s_a(l_2) = \frac{\eta_3 s_{b2} (E_p \eta_3 \delta_3 + k_1) \text{sh}(\eta_4 l_2)}{\eta_4 (E_p \eta_3 + k_1 \delta_3)} + (s_e + \varepsilon_4) \cdot \text{ch}(\eta_4 l_2) - \varepsilon_4 \quad (26)$$

其中

$$\begin{aligned} \eta_4 &= \sqrt{\frac{UK \tan i \tan(\varphi + i)}{E_p A_p}} \varepsilon_4 = \frac{U \tan(\varphi + i) + U \tau_t}{UK \tan i \tan(\varphi + i)} \\ Q_d(l_2) &= E_p A_p \left[\frac{\eta_3 s_{b2} (E_p \eta_3 \delta_3 + k_1) \text{ch}(\eta_4 l_2)}{\eta_4 (E_p \eta_3 + k_1 \delta_3)} - \frac{E_p \eta_3^3 s_b (1 - \delta_3^2) \text{sh}(\eta_4 l_2)}{\eta_4 (E_p \eta_3 + k_1 \delta_3)} + \right. \\ &\quad \left. \frac{k_1 \eta_3^2 s_{b2} (E_p \eta_3 \delta_3 + k_1) (1 - \delta_3^2) \text{sh}(\eta_4 l_2)}{\eta_4 (E_p \eta_3 + k_1 \delta_3)^2} \right] + (s_{b2} + \varepsilon_4) \eta_4 \text{sh}(\eta_4 l_2) \end{aligned} \quad (27)$$

3) 当下段桩完全处于剪胀阶段, 桩底基岩处于弹性阶段时, 由基本静力平衡微分方程式 (式 (3)) 与桩-软岩接触面荷载传递函数式 (式 (12)) 可得下段桩荷载箱处荷载解析解:

$$Q_d = E_p A_p \eta_4 \frac{(s_d + \varepsilon_4) (E_p \eta_4 \text{sh} \chi_4 + k_1 \text{ch} \chi_4) - k_1 \varepsilon_4}{E_p \eta_4 \text{ch} \chi_4 + k_1 \text{sh} \chi_4} \quad (28)$$

其中 $\chi_4 = \eta_4 L_2$

4) 当下段桩处于剪胀阶段, 桩底基岩处于塑性阶段时, 边界条件变为:

$$\begin{cases} s(z)|_{z=0} = s_d \\ -E_p A_p \frac{ds(z)}{dz}|_{z=L_2} = A \{k_1 s_e + k_2 [s(z)|_{z=L_2} - s_e]\} \end{cases} \quad (29)$$

由此可以得下段桩荷载箱处的荷载解析解:

$$Q_d = E_p A_p \eta_4 \frac{(s_d + \varepsilon_4) (E_p \eta_4 \text{sh} \chi_4 + k_2 \text{ch} \chi_4) - k_2 (s_e + \varepsilon_4) - k_1 s_e}{E_p \eta_4 \text{ch} \chi_4 + k_2 \text{sh} \chi_4} \quad (30)$$

推导过程中, 参数 $\eta_1 \sim \eta_4$ 的量纲为 $[L^{-1}]$, 是关于桩身周长、弹性模量、横截面积、法向刚度, 桩-软岩接触面参数 (极限胶结力、极限胶结位移、粗糙体起伏角度、内摩擦角) 有关的综合影响参数。参数 ε_1 、 ε_2 、 ε_4 的量纲为 $[L]$, 参数 ε_3 的量纲为 $[L^{-1}]$, 是与桩身参数 (周长、弹性模量、横截面积、法向刚度、重度), 桩-软岩接触面参数 (极限胶结力、极限胶结位移、粗糙体起伏角度、内摩擦角) 有关的综合影响参数。

4 模型参数确定及解析解准确性验证

4.1 模型参数确定

自平衡试桩荷载传递模型的参数如桩周岩层弹性

模量 E_r 、桩周软岩单轴抗压强度 σ_r 以及桩-软岩接触面摩擦角 φ 等大多可以通过工程室内试验确定。桩底基岩的抗压刚度系数初值 k_1 可以根据 Randolph 等所提出的弹性半空间上的刚性基础解^[17]确定初值:

$$k_1 = \frac{4E_r}{\pi U(1-\nu_r^2)} \quad (31)$$

荷载箱上、下段桩极限胶结位移 s_{b1} 、 s_{b2} 和极限剪胀位移 s_{s1} 、 s_{s2} 可以结合自平衡试桩实测数据并结合式 (13)~(30) 反演得到。

4.2 解析解准确性验证

瓮安至开阳高速公路开州湖特大桥位于瓮安至开阳高速公路 K35—K37 路段, 总长为 1 257 m, 主桥为单跨为 1 100 m 钢桁梁悬索桥, 两岸主缆边跨分别为 302、143 m, 主缆垂跨比 1/10, 主塔塔高分别为 139、141 m。选取开州湖特大桥 4 号主墩桩基的两根试桩实测数据, 对推导出的荷载-沉降曲线理论解析解进行验证研究, 两根试桩的部分参数如表 1 所示。

表 1 试桩参数
Table 1 Parameters of test piles

桩号	桩型	混凝土强度等级	桩径/mm	桩长/m	桩端持力层
SZ01	灌注桩 (机械成孔)	C35	2 500	60	页岩 (破碎)
SZ02	灌注桩 (人工成孔)	C35	2 500	60	页岩 (破碎)

SZ01 号桩-软岩接触面摩擦角 $\varphi=33^\circ$, 桩-软岩接触面粗糙体起伏角度 $i=15^\circ$; 桩侧极限胶结强度 $\tau_b=127$ kPa; 荷载箱上段桩 $s_{b1}=1.57$ mm; 荷载箱下段桩 $s_{b2}=7.89$ mm, 桩底抗压刚度系数 $k_1=632$ MPa/m, $k_2=70$ MPa/m。SZ02 号桩-软岩接触面摩擦角 $\varphi=36^\circ$, 桩-软岩接触面粗糙体起伏角度 $i=18^\circ$; 桩侧极限胶结力 $\tau_b=121$ kPa; 荷载箱上段桩 $s_{b1}=3.38$ mm; 荷载箱下段桩 $s_{b2}=7.34$ mm, 桩底抗压刚度系数 $k_1=673$ MPa/m, $k_2=76$ MPa/m。经分析发现, 荷载箱上、下段桩极限胶结位移约占剪切阶段前总位移的 30%。

通过对比图 8 中理论解析解结果与实测数据, 可以观察到考虑胶结、剪胀和滑移三个剪切阶段的荷载-沉降曲线与自平衡试桩实测数据趋势较为一致, 且能够清晰体现出剪切运动所处的不同阶段, 图中①~⑤分别表示胶结阶段、胶结与剪胀共存阶段、剪胀阶段、剪胀与滑移共存阶段、滑移阶段。经计算, SZ01 号桩荷载-沉降曲线预测值与实测值吻合度为 87.3%, SZ02 号桩荷载-沉降曲线预测值与实测值吻合度为 85.6%。

结合理论解析解得出的自平衡试桩不同深度的桩身处, 在不同荷载作用下的轴力分布曲线如图 9 所示, 可看出理论解析解结果与实测数据趋势较为一致。

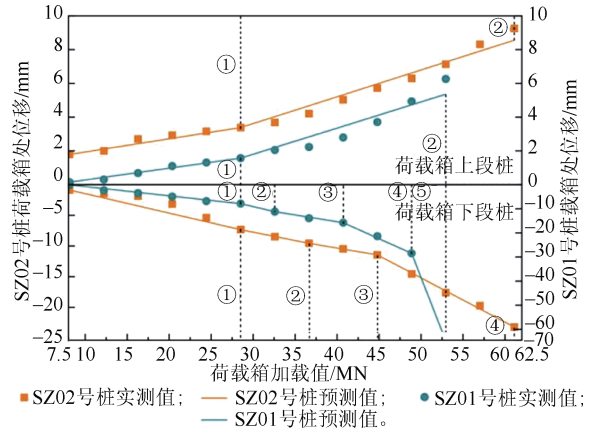
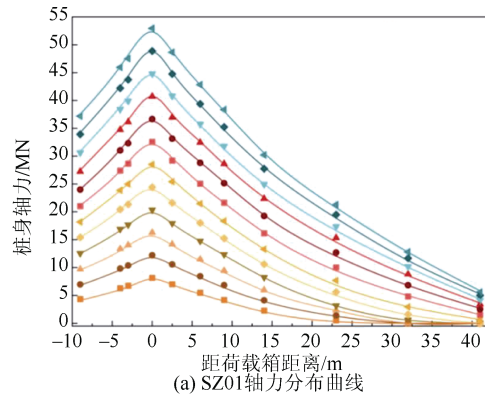
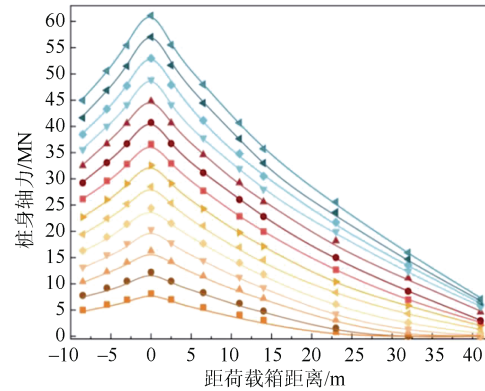


图 8 解析解计算结果与实测数据对比

Fig.8 Comparisons between calculating results by analytical solutions and measured data



(a) SZ01轴心分布曲线



(b) SZ02轴心分布曲线



图 9 轴力分布曲线对比

Fig.9 Comparisons of calculating results by analytical solutions of axial force and measured axial force

5 转换方法改进及验证

目前常用的转换方法中荷载法和等位移法缺乏必要的理论支撑, 简化转换法与精确转化法相比精确度

不高, 精确转换法需要往桩身内布设测力元件较为繁琐。为解决此问题, 现针对传统的简化转换法进行优化, 提出一种新的转换方法。

5.1 简化转换法原理

由于自平衡试桩荷载箱下段桩与传统受压桩受力模式相同, 故只须将受上推的上段桩转换为等效受压桩, 即可将自平衡试桩荷载-沉降曲线转换为传统静载试桩荷载-沉降曲线。根据 JGJ/T 403—2017《建筑基桩自平衡静载试验技术规程》^[18], 当桩身无内力实测值时有:

$$\begin{cases} s = \Delta s + s_d \\ \Delta s = \Delta s_1 + \Delta s_2 \end{cases} \quad (32)$$

式中: s 为等效桩顶沉降; Δs 为荷载箱上段桩弹性压缩变形量; s_d 为荷载箱下段桩处位移; Δs_1 和 Δs_2 分别为荷载箱上段桩荷载与下段桩荷载引起的上段桩弹性压缩变形量。

其中桩顶等效荷载可由式 (33) 得出:

$$Q = \frac{Q_u - W}{\gamma} + Q_d \quad (33)$$

式中: Q 为等效桩顶荷载; Q_u 为荷载箱上端加载量; W 为上段桩桩身受到的重力; γ 为修正系数, 当荷载箱上部为岩体时取 1.0。

从而可得荷载箱上段桩荷载与下段桩荷载引起的上段桩弹性压缩变形:

$$\Delta s_1 = \frac{(Q_u - W)L_1}{2E_p A_p \gamma} \quad (34)$$

$$\Delta s_2 = \frac{Q_d L_1}{E_p A_p} \quad (35)$$

在计算上段桩弹性压缩变形 Δs_1 时, 桩侧剪应力取平均值。

再结合式 (32) 即可得出自平衡试桩等效桩顶位移:

$$s = s_d + \frac{[(Q_u - W)/\gamma + 2Q_d]L_1}{2E_p A_p} \quad (36)$$

5.2 改进后的简化转换法

式 (34) 计算上段桩弹性压缩变形量 Δs_1 时, 桩侧剪应力使用的是平均值, 这是由于无法准确获取桩侧荷载传递函数而采取的简化方法, 现结合桩-软岩接触面荷载传递函数式[式(12)]解决该问题:

$$\Delta s_1 = \frac{\int_0^{L_1} \left[Q - \pi d \int_0^z \tau(z) dz \right] dz}{E_p A_p \gamma} \quad (37)$$

由于在进行解析解推导时已排除上段桩重力的影响, 故不再考虑, 进而得到改进后的简化转换法, 将之命名为“解析转换法”:

$$s = s_d + \frac{\int_0^{L_1} \left[\left(Q_u - \pi d \int_0^z \tau(z) dz \right) / \gamma + Q_d \right] dz}{E_p A_p} \quad (38)$$

5.3 方法验证

同样参照翁开高速开州湖特大桥 4 号主墩桩基的两根自平衡试桩实测数据, 以精确转换法的结果为参照, 将“解析转换法”与简化转换法进行对比, 对比效果如图 10、11 所示, 综合来看“解析转换法”较简化转换法精度更高, 且能体现出整桩所处的剪切阶段。图 10 中, 在①以前荷载箱上、下段桩均处于胶结阶段; 在①~②间荷载箱上、下段桩处于胶结与剪胀共存阶段; 在②~③间荷载箱上段桩处于胶结与剪胀共存阶段, 荷载箱下段桩全部处于剪胀阶段; 在③~④间荷载箱上段桩处于胶结与剪胀共存阶段, 荷载箱下段桩全部处于剪胀阶段, 桩底处于弹性阶段; 在④之后荷载箱上段桩处于胶结与剪胀共存阶段, 荷载箱下段桩全部处于剪胀阶段, 桩底处于塑性阶段。经计算, “解析转换法”较简化转换法精确度提高了 15.3%。

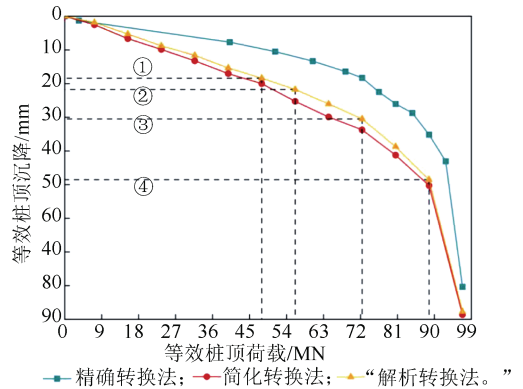


图 10 SZ01 号桩转换结果对比

Fig.10 Comparisons of transformation results of pile SZ01

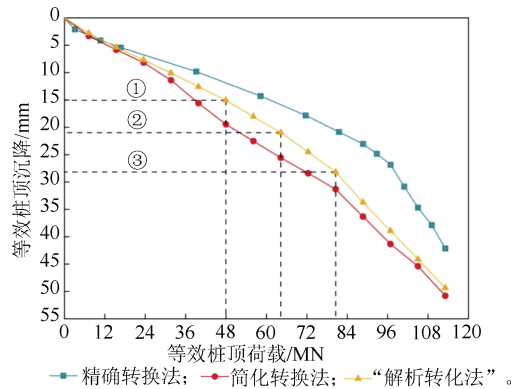


图 11 SZ02 桩转换结果对比

Fig.11 Comparisons of transformation results of pile SZ02

图 11 中,在①以前荷载箱上、下段桩均处于胶结阶段;在①~②间荷载箱上、下段桩处于胶结与剪胀共存阶段;在②~③间荷载箱上段桩处于胶结与剪胀共存阶段,荷载箱下段桩全部处于剪胀阶段;在③之后荷载箱上段桩处于胶结与剪胀共存阶段,荷载箱下段桩全部处于剪胀阶段,桩底处于弹性阶段。经计算“解析转换法”较简化转换法精确度提高 17.4%。

6 结束语

1)应用荷载传递法对自平衡试桩过程中荷载箱上段桩、下段桩进行微元体受力分析,得出它们的基本静力平衡微分方程。此外,分析桩-软岩接触面剪切机理,推导出考虑胶结、剪胀以及滑移三个剪切阶段的荷载传递函数和模型。

2)基于推导出的基本静力平衡微分方程、桩-软岩接触面荷载传递函数和模型,推导出自平衡试桩荷载-沉降曲线理论解析解。参照翁开高速开州湖特大桥 4 号主墩桩基的两根试桩实测数据,对推导出的荷载-沉降曲线理论解析解的验证研究表明:SZ01 号桩荷载-沉降曲线预测值较实测值精确度为 87.3%,SZ02 号桩荷载-沉降曲线预测值较实测值精确度为 85.6%。

3)结合推导出的桩-软岩接触面荷载传递函数,在简化转换法基础上提出“解析转换法”。参照翁开高速开州湖特大桥 4 号主墩桩基的两根试桩实测数据,以精确转换法结果为参照进行对比验证,结果表明,SZ01 桩“解析转换法”较简化转化法精确度提高 15.3%,SZ02 桩“解析转换法”较简化转化法精确度提高 17.4%。

4)“解析转换法”在简化转换法的基础上增加对桩-软岩接触面荷载传递函数的考虑,在提高精度的同时未显著增加工作量,可为日后类似软岩嵌岩桩自平衡试桩工程提供参考。

参考文献

- [1] 吕福庆,吴文,姬晓辉.嵌岩桩静载试验结果的研究与讨论[J].岩土力学,1996,17(1):84-96.
- [2] OSTERBERG J. New device for load testing driven piles and drilled shafts separates friction and end bearing[C]//Proceedings of International Conference on Piling and Deep Foundations. Rotterdam: A A Balkema, 1989: 421-427.
- [3] 龚维明,戴国亮,蒋永生,等.桩承载力自平衡测试理论与实践[J].建筑结构学报,2002,23(1):82-88.
- [4] 鲍育明,刘亚文,李志成,等.自平衡法在桩基承载力检测中的应用[J].解放军理工大学学报(自然科学版),2003,4(3):49-52.
- [5] 郑英杰,张克绪,张尔其,等.由 O-cell 试桩结果确定整桩的性能[J].岩土工程学报,2008,30(9):1416-1422.
- [6] 陈龙珠,梁国钱,朱金颖,等.桩轴向荷载-沉降曲线的一种解析算法[J].岩土工程学报,1994,16(6):30-38.
- [7] 熊巨华,蒋益平,杨敏.自平衡试桩结果的解析转换法[J].同济大学学报(自然科学版),2007,35(2):161-165.
- [8] 奚笑舟,陈龙珠.自平衡法试验上段桩荷载-位移曲线的解析拟合算法[J].上海交通大学学报,2011,45(10):1498-1503.
- [9] 欧孝夺,白露,吕政凡,等.黏土地基中自平衡试桩 $Q-s$ 曲线解析转换方法及模型试验研究[J].中南大学学报(自然科学版),2022,53(2):631-642.
- [10] SEED H B, REESE L C. The action of soft clay along friction Piles[J]. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1957, 122(1): 731-754.
- [11] JOHNSTON I W, LAM T. Shear behavior of regular triangular concrete/rock joints: analysis[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(5): 711-727.
- [12] 赵明华,夏润炎,尹平保,等.考虑软岩剪胀效应的嵌岩桩荷载传递机理分析[J].岩土工程学报,2014,36(6):1005-1011.
- [13] SAIANG D, MALMGREN L, NORDLUND E. Laboratory tests on shotcrete-rock joints in direct shear, tension and compression[J]. Rock Mechanics & Rock Engineering, 2005, 38(4): 275-297.
- [14] 刘建刚,王建平.嵌岩桩的嵌固效应及载荷试验 $P-s$ 曲线特征分析[J].工业建筑,1995,25(5):41-44,48.
- [15] 朱珍德,邢福东,渠文平,等.岩石-混凝土两相介质胶结面抗剪强度分形描述[J].岩石力学与工程学报,2006,25(增刊1):2910-2917.
- [16] PATTON F D. Multiple modes of shear failure in rock[C]//Proceeding of the 1st Congress of International Rock Mechanics.1966: 509-513
- [17] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analysis of deformation ofvertically loaded piles[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1978, 104(12): 1465-1488.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑基桩自平衡静载试验技术规程: JGJ/T 403—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2009.