

考虑土体流变的新旧混合群桩变刚度调平研究

崔纪飞¹, 吴祯祯¹, 李 林², 饶平平¹

(1. 上海理工大学 土木工程系, 上海 200093; 2. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

摘 要: 与新桩共同承载, 形成新旧混合群桩基础是处理场地旧桩的有效方法。基于黏弹塑性模型, 分析了旧桩长期服役过程中桩周土体的力学性质演化, 并引入拟似超固结比表征土体剪切模量随时间的变化规律。引入桩间相互作用系数, 建立不等长新旧群桩基础相互作用模型, 提出新旧桩变刚度调平设计方法, 并通过与有限元分析结果对比, 验证了该方法的有效性。结果表明: 旧桩服役 30 a 后, 土体流变使孔隙比减少了 10.5%, 剪切模量增大至原来的 3.04 倍; 原位超固结比的增加、次固结指数的减小和流变时间的增加都会使调平所需桩长增加; 新桩桩长从 30 m 增加至 37.8 m 的过程中, 短桩对长桩的相互作用减小, 沉降差由 2.07 cm 减小至 0.09 cm。

关 键 词: 新旧混合群桩; 流变; 差异沉降; 变刚度调平; 相互作用

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2025)06-1897-10

Variable stiffness leveling of old and new pile groups considering soil creep

CUI Ji-fei¹, WU Zhen-zhen¹, LI Lin², RAO Ping-ping¹

(1. Department of Civil Engineering, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China;

2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710064, China)

Abstract: The formation of a mixed pile foundation, integrating new and existing piles, is an effective approach for reusing old piles. Based on an elasto-viscoplastic model, this study analyzes the evolution of mechanical properties of the soil surrounding piles during long-term service, and introduces the quasi-overconsolidation ratio to characterize changes in soil shear modulus. By introducing a pile interaction coefficient, we establish an interaction model for old and new pile foundations of different lengths and propose a variable stiffness leveling design method for mixed-pile systems. Furthermore, the effectiveness of this method is verified through comparison with finite element analysis results. Findings indicate that after 30 years of service, the void ratio of soil around old piles reduces by 10.5%, and the shear modulus increases to 3.04 times the initial value due to creep. In addition, increases in the in-situ overconsolidation ratio, decreases in the secondary consolidation index, and prolonged creep time necessitate greater pile lengths during leveling. When the length of new piles increases from 30 m to 37.8 m, the interaction between short piles and long piles decreases, and the settlement difference decreases from 2.07 cm to 0.09 cm.

Keywords: new and old pile groups; creep; differential settlement; variable stiffness leveling; interaction

1 引 言

桩基础广泛应用于建筑工程中, 尤其在沿海饱和软黏土地区, 土层较低的承载能力使桩基础广泛应用。随着中国城市化进程的快速发展, 大量建筑因逐渐老化或使用功能无法满足要求而被迫拆除重建, 在地层中残留大量桩基。直接拔除旧桩会对场地土体造成极大扰动, 增加施工成本, 采用再利用

的方法处置旧桩, 符合当前绿色、低碳的建设理念^[1-2]。上海周浦平板玻璃厂改建工程中, 新建住宅楼利用了原厂房的旧桩共计 212 根, 通过优化方案将既有桩与新桩混合使用, 如图 1(a)所示。该项目通过对既有桩基的成功利用, 节约了拔桩费和新桩费约 1 200 万元, 同时避免了资源浪费, 体现了绿色施工的理念, 取得了良好的社会效益^[3]。2023 年, G228 公路改扩建工程中的 G1501 跨线桥

收稿日期: 2024-09-06

录用日期: 2024-11-18

基金项目: 国家自然科学基金 (No.52108328, No.52108297); 上海市建筑建材业科研项目 (沪建科-005-004)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (52108328, 52108297) and the Shanghai Construction and Building Materials Industry Research Project (HJK-005-004).

第一作者简介: 崔纪飞, 男, 1991 年生, 博士, 副教授, 主要从事城市更新过程中旧桩再利用研究。E-mail: cuijifei@usst.edu.cn

通讯作者: 李林, 男, 1986 年生, 博士, 副教授, 主要从事桩基承载性能时效性研究。E-mail: 342744542@qq.com

由老桥拆除后在原线路重建, 设计方案利用了原老桥旧桩, 与新桩共同承载形成新桥基础。旧桩再利用工程施工图如图 1(b)所示。

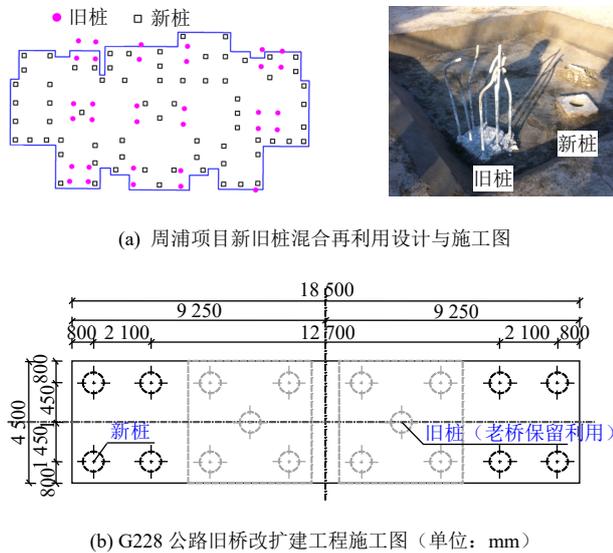


图 1 不同工程项目中新旧桩混合利用与改扩建设计示意图
Fig.1 Schematic diagrams of mixed pile foundation and reconstruction design in engineering projects (unit: mm)

旧桩相较于新桩, 其桩周土体经历了长达几十年的流变过程, 桩周土体孔隙比进一步减小, 土体结构发生改变, 因而与新桩相比在承载变形特性方面存在较大差异, 旧桩的荷载-沉降行为与新桩有显著不同^[4]。Augustesen^[5]通过现场试验归纳了桩基长期承载性能演化的经验公式。Li 等^[6]基于 K_0 条件下修正剑桥 (K_0 -modified Cam clay, 简称 K_0 -MCC) 本构模型, 得出了圆孔扩张的半解析解, 为分析桩基础承载性能时变效应提供了基础。Randolph 等^[7]利用级数解答来描述超孔隙水压力消散, 有效应力增加的过程, 分析了桩基础承载性能短期时变效应。Wang 等^[8]则利用 Kelln 等^[9]提出的弹性-黏塑性土体本构模型推导出土体流变期间的变化规律, 通过拟似超固结比反映土体在流变阶段的力学性能演化规律。于洪丹等^[10]根据黏土岩固结流变试验, 建立固结流变本构模型, 描述了整个固结阶段中孔隙比随对数时间变化规律。Sekiguchi^[11]提出基于非静态流动面理论 (non-static flow surface theory, 简称 NSFS 理论) 的黏弹塑性模型来描述土体在经历流变后力学性质的演化。Cui 等^[12]结合次固结阶段土体孔隙比随时间变化的规律, 应用非静态流动面黏弹塑性模型, 在考虑土体沉桩再固结的基础上, 推得了桩周土体特征在长期服役阶段的演变规律, 得出了单桩荷载-沉降特性时变规律。

以上研究均是对于单桩承载性能随时间演化规律的分析, 可为旧桩再利用计算提供基础。

传统桩基设计通常遵循等刚度布置原则, 碟型沉降现象比较突出, 新旧桩在共同承载时由于承载性能差异会进一步加剧这一现象的发生, 因此, 对新老混合群桩基础进行变刚度调平研究具有重要意义。Mylonakis 等^[13]基于剪切变形法原理, 给出了双桩相互作用模型, 为后续群桩变刚度调平理念打下基础。周攀等^[14]基于界面本构模型, 推导出桩土界面非线性荷载传递模型, 为砂土荷载沉降计算方法提供依据。Zhang 等^[15]利用双折线荷载传递模型, 提出了在多层土中考虑相互作用的群桩沉降计算分析方法。Wang 等^[16]利用荷载传递法研究了单桩荷载-沉降关系, 并通过叠加原理扩展到群桩。叶帅华等^[17]结合荷载传递法和剪切位移法, 考虑了桩土界面相对滑移对单桩荷载沉降计算的影响。林智勇等^[18]在考虑了加筋效应与遮帘效应的基础上, 建立了变刚度群桩的调平计算模型。崔涛^[19]在此基础上考虑桩与桩侧土的相对滑移进行沉降计算的推导。

以上研究均为新桩群桩沉降计算方法和变形控制方法的研究, 对于新老混合群桩协同承载时的荷载分担、传递机制以及新老桩差异沉降控制方法的研究还未见相关报道。因此, 为了便于旧桩再利用工程的设计计算, 本文采用基于非静态流动面理论的黏弹塑性本构模型来描述桩周土体在长期服役过程中的性能演化, 引入拟似超固结比来表征土体剪切模量的变化规律, 结合荷载传递法和剪切变形法, 引入新老桩相互作用系数, 利用双桩相互作用理论建立新老混合群桩计算模型, 分析了群桩基础中各桩的沉降差异, 并探讨不同土体参数、服役时间对变形控制的影响。

2 旧桩承载性能演化理论

桩基承载性能随时间演化过程主要经历主固结和次固结两个阶段, 主固结阶段持续时间较短, 在此阶段因沉桩产生的超静孔隙水压力会逐渐消散至 0, 但研究显示固结过程中的超静孔隙水压力并不能完全转化为有效应力, 这种现象往往是由于桩周土体的应力松弛导致的。在主固结阶段结束后, 桩基开始正常服役, 此时桩周土体应力状态可表示为^[6, 12]

$$\left. \begin{aligned} \bar{p}' &= \frac{3}{2K_0 + 1} p_t' + \frac{3 - 2\mu'}{3(1 - \mu')} u_{c0} \\ \bar{q} &= \sqrt{\frac{3}{2} \left[\frac{(\chi p_t')^2}{2} + 2f_0 \right]} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中： \bar{p}' 和 \bar{q} 分别为桩基正常服役时平均有效应力和偏应力； K_0 为静止土压力系数， $K_0 = (1 - \sin \varphi') \text{OCR}^{\sin \varphi'}$ ， φ' 为有效摩擦角，OCR 为原位超固结比； p'_f 为临界状态区的平均有效应力， $p'_f = p'_0 (\text{OCR} / 2)^A$ ， $p'_0 = \gamma' z (1 + 2K_0) / 3$ 为原位初始有效应力， γ' 为有效重度， z 为土体深度， $A = 1 - \kappa / \lambda$ 为黏塑性体应变比， λ 为压缩指数， κ 为回弹指数； μ' 为有效泊松比； u_{e0} 为沉桩引起的超孔隙水压力； $\chi = 2\sqrt{3} [M^2 (2K_0 + 1)^2 - 9(1 - K_0)^2] / [3(2K_0 + 1)]$ ， M 为临界状态线的斜率； f_0 为桩侧摩阻力。

在桩基长期服役过程中，桩周土体进入流变阶段，这时土体的应力状态不发生变化，但桩周土体的总应变仍然随时间增长。本文采用 Sekiguchi^[11] 提出的黏弹塑性模型来描述桩基正常服役过程中桩周土体的力学性能演化。正常服役桩基桩周土体的应力状态可表示为

$$\left. \begin{aligned} p' &= p'_0, q = q_0, t < 0 \\ p' &= \bar{p}', q = \bar{q}, t \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中： q_0 为原位初始偏应力， p' 和 q 分别为某一时刻的平均有效应力和偏应力。

根据非静态流动面理论，桩基正常工作时，桩周土体总应变可划分为弹性应变分量和黏塑性应变分量。黏塑性体应变分量 ε_v^{vp} 可表示为

$$\varepsilon_v^{vp}(t) = \alpha \ln \left[1 + \frac{\dot{\varepsilon}_0 t}{\alpha} \exp(\bar{f} / \alpha) \right] \quad (3)$$

式中： α 为次固结指数； $\dot{\varepsilon}_0$ 为初始体应变速率； t 为流变时间； \bar{f} 为 p' 和 q 的标量函数，可表示为

$$\bar{f} = \frac{\lambda - \kappa}{v_0} \ln(\bar{p}' / p'_0) + D(\bar{q} / \bar{p}' - q_0 / p_0) \quad (4)$$

式中： v_0 为初始比体积， $v_0 = 1 + e_0$ ， e_0 为初始孔隙比； D 为膨胀系数； p_0 为总初始应力。

桩周土体流变过程中产生的不可恢复的黏塑性体应变是由于长期荷载作用下土体颗粒重排列引起的，这会引起土体孔隙比减小，使土体进入更加稳定的状态。黏塑性体应变与比体积的改变量关系可表示为

$$\varepsilon_v^{vp}(t) = \frac{\Delta v(t)}{v_0} \quad (5)$$

Bjerrum^[20-21] 指出土体的延时压缩可以用一族 $v - \ln p'$ 空间中的平行线来描述，每条线代表不同的荷载持续时间。图 2 为 $v - \ln p'$ 平面中比体积随时间变化的关系。

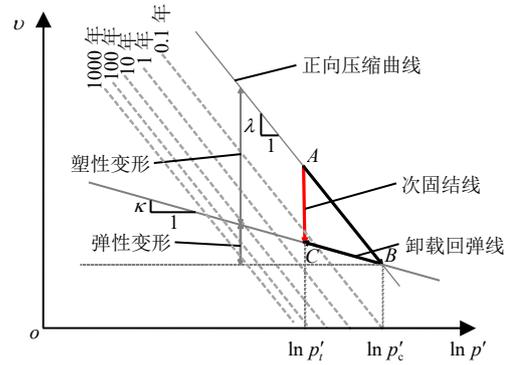


图 2 比体积与平均有效应力关系图
Fig.2 Relationship between specific volume and average effective stress

如图 2 所示，随着桩基服役时间的增加，桩周土体的状态从 A 点发展到 C 点，这一过程土体应力状态不变，比体积不断减小，这表明土体的结构不断强化，达到更加稳定的状态，土体强度得到了提高。同时这一过程也可以通过沿着正向压缩曲线加载至 B 点，再沿着卸载回弹线卸载至 C 点完成。因此，可将从 A 点到 C 点这一流变过程等效为从 A 点到 B 点再到 C 点的超固结过程，称之为拟似超固结，将 B 点的应力 p'_c 与 C 点应力 p'_f 的比值称为拟似超固结比，根据图 2 中的比例关系可得出拟似超固结比 OCR' 表达式为

$$\text{OCR}' = \frac{p'_c}{p'_f} = \exp \left[\frac{\Delta v(t)}{\lambda - \kappa} \right] \quad (6)$$

联立式 (3)、(5)、(6) 可得

$$\text{OCR}' = \exp \left\{ \frac{v_0 \alpha}{\lambda - \kappa} \ln \left[1 + \frac{\dot{\varepsilon}_0 t}{\alpha} \exp(\bar{f} / \alpha) \right] \right\} \quad (7)$$

桩周土体的剪切模量 G 是反映桩承载性能的重要力学参数，可表示为

$$G = \frac{3(1 - 2\mu') v p'}{2\kappa(1 + \mu')} \quad (8)$$

联立式 (3)、(5) 可以得出流变时间为 t 时的比体积 v_t 为

$$v_t = v_0 - \alpha v_0 \ln \left[1 + \frac{\dot{\varepsilon}_0 t}{\alpha} \exp(\bar{f} / \alpha) \right] \quad (9)$$

考虑土体流变对土体参数的影响，将式 (7) 变换后代入式 (9)，用 v_t 替代式 (8) 中的 v ，并采用拟似超固结比来体现土体强度的提高，服役后桩周土体的剪切模量 G_t 可表示为

$$G_i = \frac{3(1-2\mu')[\nu_0 - (\lambda - \kappa)\ln(\text{OCR}')]}{2\kappa(1+\mu')} p'_i \text{OCR}' \quad (10)$$

从式 (7)、(10) 可以看出, 拟似超固结比随着流变时间增加而增大, 桩周土体的剪切模量也随着流变时间增长, 以上分析解释了旧桩在长期荷载作用下承载性能演化机制。

3 新旧混合群桩计算理论

根据林智勇等^[18]的群桩沉降计算理论, 对于不等长群桩基础, 可将两桩基相互作用分为长-短桩相互作用和短-长桩相互作用, 若相邻两桩基等长, 可视作等桩长相互作用。为便于计算, 本文假定土体为均质地基, 不等长群桩相互作用示意图如图 3 所示。

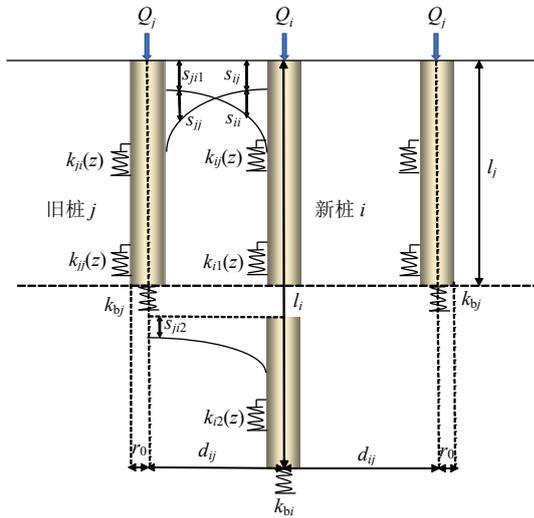


图 3 不等长群桩相互作用示意图

Fig.3 Schematic diagram of interaction of unequal group piles

对于短-长桩相互作用模型, 考虑长桩 i 存在桩顶荷载 Q_i 作用, 可将长桩分解为两部分, 与短桩桩长 l_j 相等的部分为长桩 1, 超出短桩的部分 $(l_i - l_j)$ 为长桩 2。

根据剪切变形法, 长桩 1 深度 z 处桩侧土刚度 $k_{i1}(z)$ 为

$$k_{i1}(z) = \frac{2\pi G_z}{\ln \frac{r_m}{r_0} - \sum_{j=1, j \neq i}^N \frac{r_0}{d_{ij}} \ln \frac{r_m}{d_{ij}}} \quad (0 < z \leq l_j) \quad (11)$$

式中: G_z 为深度 z 处土体剪切模量; r_m 为桩侧土剪切变形影响半径, 通常取 $6d \sim 12d$ 较为合理, d 为桩径; r_0 为桩半径; d_{ij} 为桩间距; N 为 r_m 半径范围内有效桩基数。

同理可得长桩 2 深度 z 处桩侧土刚度 $k_{i2}(z)$ 为

$$k_{i2}(z) = \frac{2\pi G_z}{\ln \frac{r_m}{r_0} - \sum_{j=1, j \neq i}^N \frac{r_0}{d_{ij}} \ln \frac{r_m}{d_{ij}}} \quad (l_j < z \leq l_i) \quad (12)$$

根据荷载传递法原理, 长桩 1 和长桩 2 的桩身位移和轴力方程可表示为

$$\begin{bmatrix} s_{i1}(z) \\ Q_{i1}(z) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} e^{\lambda_{i1}z} & e^{-\lambda_{i1}z} \\ -A_p E_p \lambda_{i1} e^{\lambda_{i1}z} & A_p E_p \lambda_{i1} e^{-\lambda_{i1}z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{bmatrix} \quad (0 < z \leq l_j) \quad (13)$$

$$\begin{bmatrix} s_{i2}(z) \\ Q_{i2}(z) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} e^{\lambda_{i2}z} & e^{-\lambda_{i2}z} \\ -A_p E_p \lambda_{i2} e^{\lambda_{i2}z} & A_p E_p \lambda_{i2} e^{-\lambda_{i2}z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_2 \\ B_2 \end{bmatrix} \quad (l_j \leq z < l_i) \quad (14)$$

式中: s_{i1} 、 s_{i2} 、 Q_{i1} 、 Q_{i2} 分别为 i 桩长桩 1、长桩 2 的桩身位移和轴力; E_p 为桩身弹性模量; A_p 为桩身截面面积; $\lambda_{i1} = \sqrt{\frac{k_{i1}(z)}{E_p A_p}}$; $\lambda_{i2} = \sqrt{\frac{k_{i2}(z)}{E_p A_p}}$; A_1 、 A_2 、 B_1 、 B_2 均为待定系数。

为求得待定系数 A_1 和 B_1 , 长桩的轴力和位移边界条件可表示为

$$\left. \begin{aligned} Q_{i1}(0) &= Q_i(0) \\ Q_{i1}(l_j) &= Q_{i2}(l_j) \\ s_{i1}(l_j) &= s_{i2}(l_j) \\ Q_{i2}(l_i) &= k_{bi} s_{i2}(l_i) \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中: k_{bi} 为 i 桩桩端土刚度, 可表示为

$$k_{bi} = \frac{4r_0 G_b}{\eta(1-\mu)} \quad (16)$$

式中: G_b 为桩端土剪切模量; η 为桩入土深度影响系数, 通常取 $0.84 \sim 1.0$; μ 为泊松比。

联立式 (11) ~ (16) 可以求得长桩在自身荷载作用下的桩顶沉降 s_{ii} 为

$$s_{ii}(0) = s_{i1}(0) = A_1 + B_1 \quad (17)$$

长桩桩顶柔度系数 f_{ii} 可表示为

$$f_{ii} = s_{ii}(0)/Q_i(0) \quad (18)$$

对于长桩 i 受到上部自身荷载引起相邻短桩 j 的附加沉降可看作长桩 1 的侧摩阻力传递至 j 桩引起的沉降 s_{ji1} 和长桩 2 引起 j 桩端下土体的附加沉降 s_{ji2} 。

长桩 1 引起 j 桩桩侧土刚度 k_{j1} 可以表示为

$$k_{j1}(z) = \frac{2\pi G_z}{\frac{d_{ij}}{r_0} \ln \frac{r_m}{d_{ij}} - \ln \frac{r_m}{r_0}} \quad (19)$$

由于长桩在自身荷载作用下产生的摩阻力会向 j 桩传递一个负摩阻力, 因此, j 桩桩身位移和轴力方程可表示为

$$\begin{bmatrix} s_{j1}(z) \\ Q_{j1}(z) \end{bmatrix} = \beta \begin{bmatrix} s_{i1}(z) \\ Q_{i1}(z) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} e^{\lambda_{j1}z} & e^{-\lambda_{j1}z} \\ -E_p A_p \lambda_{j1} e^{\lambda_{j1}z} & E_p A_p \lambda_{j1} e^{-\lambda_{j1}z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ D_1 \end{bmatrix} \quad (20)$$

式中: $\lambda_{j1} = \sqrt{\frac{k_{j1}(z)}{E_p A_p}}$; $\beta = \frac{r_0}{d_{ij}} \frac{k_{i1}(z)}{k_{j1}(z) - k_{i1}(z)}$; C_1 、 D_1 均为待定系数; s_{j1} 和 Q_{j1} 分别为长桩 1 引起的短桩桩身位移和轴力。

为求得待定系数 C_1 和 D_1 , 短桩桩顶和桩端的轴力边界条件可表示为

$$\left. \begin{aligned} Q_{j1}(0) = \beta Q_{i1}(0) - E_p A_p \lambda_{j1} C_1 + E_p A_p \lambda_{j1} D_1 = 0 \\ Q_{j1}(l_j) = -k_{bj} s_{j1}(l_j) \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

式中: k_{bj} 为 j 桩桩端土刚度。

将式 (21) 代入式 (20) 中可求出 $s_{j1}(0)$ 。求解 s_{j12} 可看作长桩 2 在桩顶反力 $Q_i(l_j)$ 作用下引起 j 桩桩端处土体的沉降。因此, 长桩 2 引起的附加沉降 s_{j12} 可表示为

$$s_{j12} = s_{i1}(l_j) \frac{\ln(r_m/d_{ij})}{\ln(r_m/r_0)} \quad (22)$$

长桩 i 引起短桩 j 总的附加沉降 s_{ji} 可表示为

$$s_{ji} = s_{j11} + s_{j12} \quad (23)$$

长桩 i 引起短桩 j 桩顶位移的柔度系数 f_{ji} 可表示为

$$f_{ji} = s_{ji}(0) / Q_i(0) \quad (24)$$

对于短-长桩相互作用模型, 在计算短桩 j 自身桩顶荷载 Q_j 作用下的沉降时, 忽略长桩 2 对 j 桩的影响, 可等效为桩长 l_j 的等桩长相互作用模型。 j 桩桩侧刚度 k_{jj} 可表示为

$$k_{jj}(z) = \frac{2\pi G_z}{\ln \frac{r_m}{r_0} - \sum_{i=1, i \neq j}^N \frac{r_0}{d_{ij}} \ln \frac{r_m}{d_{ij}}} \quad (0 < z \leq l_j) \quad (25)$$

短桩 j 的桩身位移 s_{jj} 和轴力 Q_{jj} 方程可表示为

$$\begin{bmatrix} s_{jj}(z) \\ Q_{jj}(z) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} e^{\lambda_{jj}z} & e^{-\lambda_{jj}z} \\ -E_p A_p \lambda_{jj} e^{\lambda_{jj}z} & E_p A_p \lambda_{jj} e^{-\lambda_{jj}z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_3 \\ B_3 \end{bmatrix} \quad (26)$$

式中: $\lambda_{jj} = \sqrt{\frac{k_{jj}(z)}{E_p A_p}}$; A_3 、 B_3 均为待定系数。

为求得待定系数 A_3 和 B_3 , 短桩桩顶和桩端的轴力和位移边界条件可表示为

$$\left. \begin{aligned} Q_{jj}(0) = Q_j(0) \\ Q_{jj}(l_j) = -k_{bj} s_{jj}(l_j) \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

联立式 (19)、(25) ~ (27) 可以求得短桩在自身荷载作用下的桩顶沉降为

$$s_{jj}(0) = A_3 + B_3 \quad (28)$$

短桩桩顶柔度系数 f_{jj} 可表示为

$$f_{jj} = s_{jj}(0) / Q_j(0) \quad (29)$$

对于短桩 j 受到上部自身荷载引起相邻长桩 i 的附加沉降仅发生在短桩长 l_j 以上的长度范围, 对 l_j 以下的长度范围内不发生直接影响。对于 l_j 深度以内可看作等桩长相互作用, 短桩引起长桩 1 桩侧土体等效刚度可以表示为

$$k_{ij}(z) = \frac{2\pi G_z}{\frac{d_{ij}}{r_0} \ln \frac{r_m}{d_{ij}} - \ln \frac{r_m}{r_0}} \quad (30)$$

短桩在自身荷载作用下也会向长桩 1 传递负摩阻力, 因此, 长桩 1 桩身位移和轴力方程可表示为

$$\begin{bmatrix} s_{ij}(z) \\ Q_{ij}(z) \end{bmatrix} = \beta_1 \begin{bmatrix} s_{jj}(z) \\ Q_{jj}(z) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} e^{\lambda_{ij}z} & e^{-\lambda_{ij}z} \\ -E_p A_p \lambda_{ij} e^{\lambda_{ij}z} & E_p A_p \lambda_{ij} e^{-\lambda_{ij}z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_2 \\ D_2 \end{bmatrix} \quad (31)$$

式中: s_{ij} 和 Q_{ij} 分别为短桩 j 引起长桩 i 的附加沉降和桩身轴力; $\beta_1 = \frac{r_0}{d_{ij}} \frac{k_{ij}(z)}{k_{ij}(z) - k_{jj}(z)}$; $\lambda_{ij} = \sqrt{\frac{k_{ij}(z)}{E_p A_p}}$; C_2 、 D_2 均为待定系数。

由于短桩桩端同一深度处的长桩为桩身而非是桩端, 没有特定的轴力-沉降关系, 故而无法求解待定系数 C_2 和 D_2 。但可利用桩身连续性关系, 将长桩 2 看作所受桩顶荷载 $Q_{ij}(l_j)$ 、初始沉降 $s_{ij}(l_j)$ 的单独桩基, 此时长桩桩顶、 l_j 深度处和桩端轴力-

位移边界条件可表示为

$$\left. \begin{aligned} Q_{ij}(0) &= 0 \\ Q_{ij}(l_j) &= Q_{i2}(l_j) \\ s_{ij}(l_j) &= s_{i2}(l_j) \\ Q_{i2}(l_i) &= k_{bi}s_{i2}(l_i) \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

将式 (32) 代入式 (14)、(31) 可求出 $s_{ij}(0)$, 此时短桩 j 引起长桩 i 桩顶沉降的柔度系数 f_{ij} 可表示为

$$f_{ij} = s_{ij}(0)/Q_j(0) \quad (33)$$

得到了各桩基在自身桩顶荷载作用下产生的沉降和邻桩对其作用产生的沉降之和, 即为每根桩最终的沉降。对于新桩桩周土剪切模量可采用原位的参数或主固结结束时的参数进行取值, 对于旧桩桩周土剪切模量可采用式 (10) 中的 G_t 来代替 G 计算, 任意时刻 t 的 G_t 与 G 的关系可表示为

$$G_t = G \frac{\nu_t p'_t}{\nu p} \quad (34)$$

由于土体在流变阶段还存在结构性, 可采用拟似超固结比来体现这一放大效果, 所以 G_t 最终可表示为

$$G_t = G \frac{\nu_t p'_t}{\nu p} OCR' \quad (35)$$

对于各桩基沉降可表示为

$$\begin{bmatrix} s_1 \\ \vdots \\ s_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & \cdots & f_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ f_{n1} & \cdots & f_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ \vdots \\ Q_n \end{bmatrix} \quad (36)$$

对于柔性承台而言, 所有桩基础所承担的荷载相同, 即在总荷载为 P 时满足

$$Q_1 = Q_2 = \cdots = Q_n = \frac{P}{n} \quad (37)$$

式中: n 为群桩总桩数。

为控制沉降一致, 只需满足式 (36) 中每一行柔度系数之和相等, 即满足

$$\sum_{i=1}^n f_{1i} = \sum_{i=1}^n f_{2i} = \cdots = \sum_{i=1}^n f_{ni} \quad (38)$$

上述新旧混合群桩调平计算采用程序计算实现, 其计算流程图如图 4 所示。

群桩共有 n 根桩, 由于每根桩所承受的荷载确定, 柔度系数仅与桩长相关, 可用上述方法计算得

出。在实际工程中, 通常会确定一个短桩的初始桩长, 通过调节其他桩的桩长, 以此来实现变刚度调平的优化设计。为简化计算来验证理论的正确性, 桩基形式设计为 5 桩基形式, 如图 5 所示。根据对

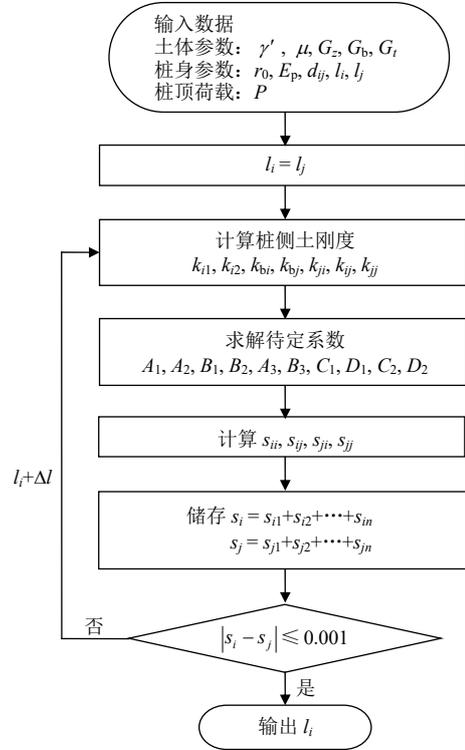
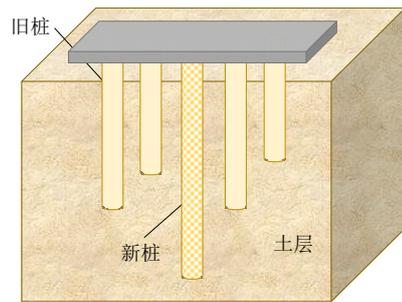
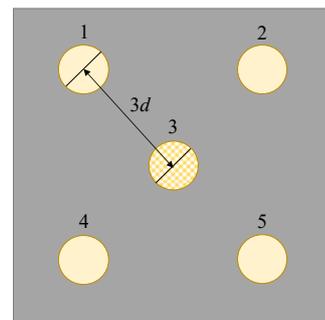


图 4 新旧混合群桩调平计算流程图
Fig.4 Flowchart of leveling calculation for old and new mixed group piles



(a) 5 桩基排布三维图



(b) 桩基排布平面图

图 5 5 桩基排布示意图

Fig.5 Schematic diagram of five-pile foundation

称性可知，4 根角桩的作用相同，因此，各角桩沉降也应该相等。此时式 (38) 可简化成

$$f_{11} + 2f_{12} + f_{13} + f_{15} = f_{33} + 4f_{31} \quad (39)$$

为后续分析桩间相互作用，引入相互作用系数 ξ_{ij} ：

$$\xi_{ij} = \frac{f_{ij}}{f_{jj}} = \frac{s_{ij}(0)}{s_{jj}(0)} \quad (40)$$

但对于超高层建筑采用的刚性承台桩基，所有基桩的沉降均相同，但每根桩所分担的荷载是未知的，即存在 n 个荷载未知量和 1 个沉降未知量，共需要 $n+1$ 个方程来求解，则需要式 (36) 以外再补充 1 个荷载条件即可进行求解：

$$\sum_{i=1}^n Q_i = P \quad (41)$$

4 对比验证与参数分析

4.1 流变模型验证

为了验证流变理论的正确性，本文采用了 Li 等^[22]在上海浦东新区某废弃工厂现场试验中所采用的单层土体的参数并进行对比，桩长为 30 m，半径为 0.5 m，土体的具体参数如表 1 所示。

表 1 土体参数
Table 1 Parameters of soil

$\gamma' / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	μ	$\varphi' / (^\circ)$	κ	λ	e_0	OCR
7.4	0.3	28.4	0.022	0.11	1.219	1

图 6 对比了本文理论结果与文献[22]结果，发现本文求解的拟似超固结比和孔隙比随流变时间规律与文献[22]具有很好的一致性。从图中可以看出，拟似超固结比可以较好地描述桩周土体流变引起的力学性质演化规律。土体孔隙比随着流变时间的增

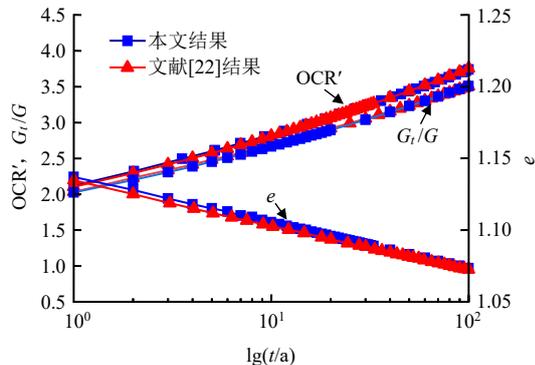


图 6 理论计算与文献[22]计算验证对比
Fig.6 Comparison of theoretical calculations with calculations verified in reference [22]

长而减小，这是由于桩周土体在长期荷载作用，土体结构和颗粒排列方式发生改变，土颗粒之间的接触更加紧密，土体黏塑性体应变不断积累，从而引起土体力学性质不断提高。根据式 (10)，土体的剪切模量随着孔隙比的降低而增加。从图 6 中还可以看出，拟似超固结比和桩周土剪切模量均呈现前期增长幅度较快，后期逐渐放缓的趋势。本算例中旧桩服役 30 a 后，土体流变使得孔隙比由 1.219 下降到 1.091，减少了 10.5%，剪切模量增大至原来的 3.04 倍，拟似超固结比增大至原先的 3.21 倍。

由式 (7) 可知，桩周土体的次固结指数是影响拟似超固结比变化的重要参数，进而影响桩基的长期荷载-沉降行为。为探讨次固结指数 α 对土体强度的影响，计算了不同次固结指数下的土体参数随流变时间的变化曲线，如图 7 所示。由图可以看出，次固结指数越小，早期的拟似超固结比增长越快，孔隙比下降速率越快，剪切模量增长速率也越快；但随着流变时间的增加，拟似超固结比、孔隙比和剪切模量的增长速率逐渐放缓。

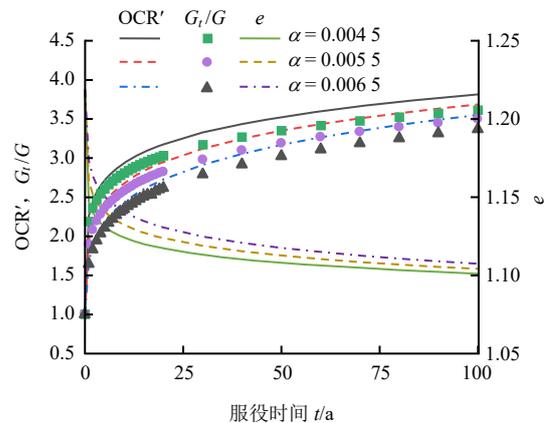


图 7 不同次固结指数下土体参数随时间变化曲线
Fig.7 Curves of soil parameters with time for different secondary consolidation indexes

4.2 变刚度调平理论验证

对于变刚度调平理论的正确性验证，本文采取将变刚度调平理论退化到等刚度调平的形式，对 5 桩基中各桩基的桩顶沉降进行计算，并与文献[23]的等桩长五桩形式的桩基础有限元模拟进行对比验证，计算参数如表 2^[23]所示，理论计算和有限元模拟结果对比如表 3 所示。

表 2 单层土计算参数
Table 2 Calculation parameters for single layer soil

$\gamma' / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	μ	φ'	κ	λ	e_0
9.7	0.3	28.4	0.01	0.057	0.98

计算模型中设计桩长为 30 m，直径为 0.7 m，桩身弹性模量为 73 GPa。从表 3 中可以看出，本文理论计算得出中心桩沉降为 4.54 cm，有限元计算得到的沉降为 4.52 cm，误差仅为 0.02 cm；本文理论计算出的 4 根角桩的沉降均为 3.81 cm，有限元计算的角桩桩顶沉降为 3.92 cm，有限元计算与理论计算误差为 2.83%。同时，还与文献[23]中新旧混合群桩的理论计算结果进行对比，计算模型与图 5 一致，其中 4 根角桩为旧桩，中心桩为新桩，每根桩桩顶承受的外部荷载均为 2 000 kN。表 3 表明本文计算结果与文献[23]理论计算结果也较为吻合，证明了本文所提方法的有效性。

表 3 本文计算结果与文献[23]计算结果对比
Table 3 Comparison of calculation results in this study with calculation results in reference [23]

桩类型	沉降/cm		
	本文计算结果	文献[23]有限元计算结果	文献[23]理论计算结果
角桩	3.81	3.92	3.70
中心桩	4.54	4.52	4.27

由于新桩等桩长基础设计中基础板本身存在中心桩沉降大、四周沉降小这一问题，旧桩由于经历多年持荷作用，桩周土体更加稳定，新旧桩在协同承载时旧桩产生的沉降更小，这会进一步加剧群桩基础的差异沉降，因此，需要增大中心桩刚度以实现变刚度调平。图 8 为不同原位超固结比下中心桩调平所需桩长随流变时间变化曲线对比图。随着流变时间的增加，旧桩桩周土体的时效固化现象更加明显，因此调平所需的中心桩桩长也显著增加。原位土体的超固结比越大，表明土体本身的刚度越大，旧桩承受相应的荷载所产生的沉降就会更小，因此，中心桩需要增加更多的桩长才能消除群桩间的差异沉降。

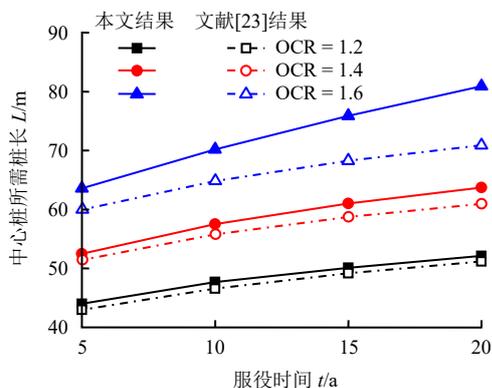


图 8 理论计算和文献结果对比
Fig.8 Comparison of theoretical calculations with literature results

与文献[23]结果的对比表明，在土体原位超固结比较小和中心桩较短的情况下，本文方法计算结果较为吻合。而当超固结比为 1.6，桩长超过 60 m 时，偏差较大，这主要是因为文献[23]中将原位超固结比的影响简单地以线性关系进行考虑引起的。同时已有研究表明，在长径比过大的情况下，超长桩增加桩长对减小桩基沉降作用效果较小^[24]，这也进一步证明了本文方法的正确性。因此，对于长径比较大的中心桩，可以通过增加桩径的措施来实现调平。

4.3 参数分析

图 9 分析了不同原位超固结比情况下，次固结指数对调平所需中心桩桩长的影响。计算模型为 5 桩基础，4 根角桩为旧桩，中心桩为新桩，假定旧桩服役时间为 10 a。由图中可以看出，在相同原位超固结比条件下，随着次固结指数的减小，调平所需的中心桩桩长不断增大，这与前文分析的次固结指数与桩周土体拟似超固结比的演化有关，次固结指数越小，桩周土体早期的拟似超固结比增长速率越快，土体的强度增长也就越快。同样，在相同次固结指数条件下，原位土体的超固结比越大，调平所需的中心桩桩长也越长。另外还可以看出，在次固结指数较大的情况下，土体原位超固结比对桩周土体的强度影响较小，随着次固结指数的增长，原位超固结比的影响会越来越明显，调平所需的中心桩桩长也就更长。

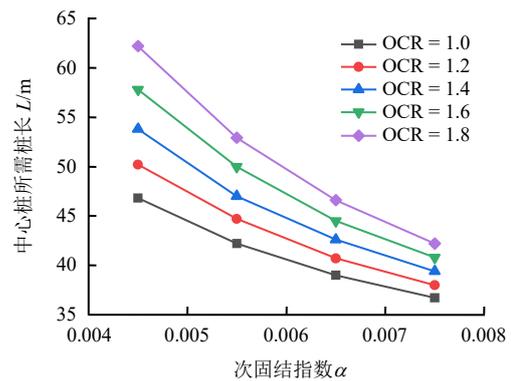


图 9 调平中心桩所需桩长随次固结指数变化规律
Fig.9 Variation of pile length required for leveling center piles with secondary consolidation index

为了分析中心桩桩长变化对各桩之间相互作用的影响，在 OCR = 1, $\alpha = 0.0065$, $t = 5$ a 情况下，计算了桩间相互作用系数随中心桩桩长变化规律，如图 10 所示。中心桩桩长从 30 m 逐渐增加到 37.8 m 过程中，桩长增加使相互作用系数 ξ_{31} 迅速减小，这

是因为中心桩的刚度变大，削弱了角桩对中心桩的相互作用，角桩在自身荷载作用下对中心桩产生的附加沉降迅速减小。同时相互作用系数 ξ_{13} 也有所降低，但减少量较小，这说明中心桩在自身荷载作用下对角桩产生附加沉降与自身荷载作用下产生的沉降的比值变化较小。对于 ξ_{12} ，由于均为角桩，因此，随着中心桩桩长的增加并不会影响它们之间的相互作用，均保持不变。此外，由于屏蔽效应的存在，桩间相互作用不会越过中心桩传递到对角角桩，因此 1 桩和 5 桩之间不存在作用系数。

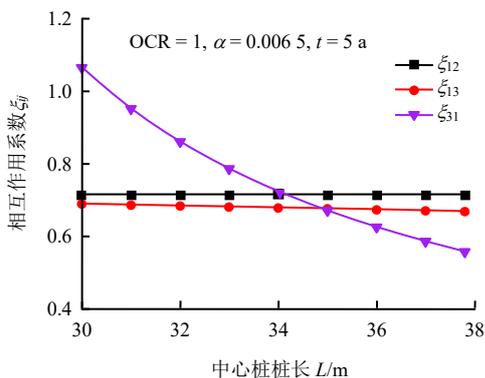


图 10 桩间相互作用系数随中心桩桩长变化规律
Fig.10 Variation of pile interaction coefficient with center pile length

图 11 为角桩、中心桩桩顶总沉降随中心桩桩长的变化情况。中心桩从 30 m 逐渐增加到 37.8 m 的过程中，中心桩和角桩间的差异沉降从 2.07 cm 减小至 0.09 cm。图 12 为各沉降分量随中心桩桩长的变化情况。由图可以看出，差异沉降的减少量主要来自中心桩桩顶总沉降的减少，这是因为增加了中心桩桩长提高了桩的刚度，使角桩对中心桩的相互作用变弱，虽然中心桩在自身荷载作用下产生的

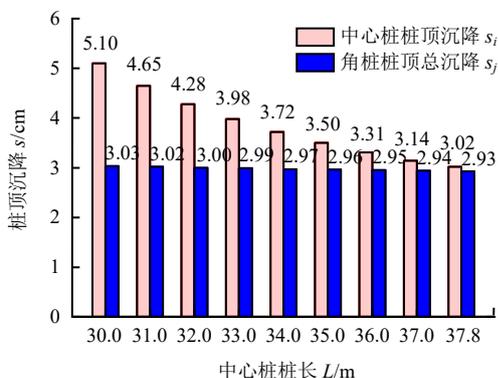


图 11 各桩桩顶沉降随中心桩桩长变化情况
Fig.11 Variation of pile top settlement of each pile with center pile length

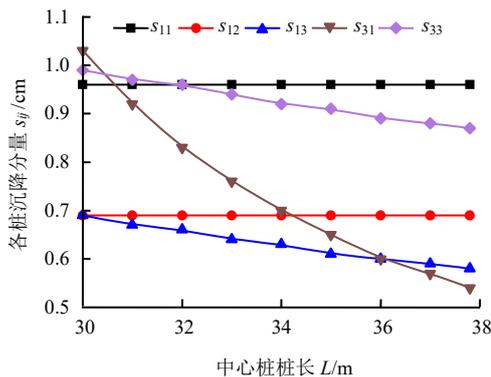


图 12 各桩沉降分量随中心桩桩长变化规律
Fig.12 Variation of settlement fraction of each pile with center pile length

沉降也有所减小，但这不是主要因素。同时可以看出，角桩受到中心桩的附加沉降也有所减小，但幅度较小。

5 结 论

本文利用非静态流动面的黏弹塑性模型，引入不等长群桩相互作用系数，建立了新旧混合群桩变刚度调平设计方法。可以得出如下结论：

- (1) 旧桩在长期服役过程中，长期荷载作用产生的黏塑性应变使得桩周土体孔隙比进一步减小，引起旧桩承载变形性能提高。
- (2) 旧桩承载变形能力大于新桩承载变形能力，为实现新旧桩的调平，需要通过增加新桩的长度来提升新桩的整体承载变形能力，从而达到调平设计的目的。
- (3) 对于中心桩为新桩，角桩为旧桩的 5 桩基础，差异沉降的减小主要可以通过中心桩桩长的增加实现，主要是由于中心桩桩长的增加导致角桩对新中心桩的相互作用减弱，使旧桩引起新桩的附加沉降迅速降低。
- (4) 桩间距和桩径也是影响桩间相互作用系数的重要因素，改变桩径和桩间距也可以改变桩与桩之间的相互作用。本文未对这些因素进行详细分析，后续研究可进一步探讨桩间距和桩径对新老桩变刚度调平的影响。

参 考 文 献

[1] 王蒙蒙. 高速公路改扩建工程梁桥加宽桩基础沉降差控制技术[D]. 西安: 长安大学, 2020.
WANG Meng-meng. Research on differential settlement control technology of pile foundation used in widened beam bridge for expressway widening project[D]. Xi'an: Chang'an University, 2020.

- [2] 李拥军. 旧桥安全评估及旧桩利用[D]. 济南: 山东大学, 2009.
LI Yong-jun. Safety evaluation of old bridge and reuse of old pile[D]. Jinan: Shandong University, 2009.
- [3] 姚建平. 既有桩再利用及新旧桩混合使用条件下的静压新桩施工控制工艺研究[J]. 建筑施工, 2016, 38(4): 402-405.
YAO Jian-ping. Study on construction control technology for new static pressure piles under condition of recycled existing piles and new-old mixed piles[J]. **Building Construction**, 2016, 38(4): 402-405.
- [4] 尹振宇, 朱启银, 朱俊高. 软黏土蠕变特性试验研究: 回顾与发展[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊 2): 1-17.
YIN Zhen-yu, ZHU Qi-yin, ZHU Jun-gao. Experimental investigation on creep behavior of soft clays: review and development[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(Suppl.2): 1-17.
- [5] AUGUSTESEN A H. The effects of time on soil behaviour and pile capacity[D]. Denmark: Aalborg University, 2006.
- [6] LI Lin, LI Jing-pei, SUN De-an. Anisotropically elastoplastic solution to undrained cylindrical cavity expansion in K_0 -consolidated clay[J]. **Computers and Geotechnics**, 2016, 73: 83-90.
- [7] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analytical solution for the consolidation around a driven pile[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1979, 3(3): 217-229.
- [8] WANG You, LI Jing-pei, LI Lin. Settlement of jacked piles in clay: theoretical analysis considering soil aging[J]. **Computers and Geotechnics**, 2020, 122: 103504.
- [9] KELLN C, SHARMA J, HUGHES D, et al. An improved elastic-viscoplastic soil model[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2008, 45(10): 1356-1376.
- [10] 于洪丹, 陈卫忠, 卢琛, 等. 黏土岩时效变形特性试验与理论研究[J]. 岩土力学, 2022, 43(2): 317-326, 336.
YU Hong-dan, CHEN Wei-zhong, LU Chen, et al. Experimental and theoretical study of the time-dependent deformation characteristics of clayey rock[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2022, 43(2): 317-326, 336.
- [11] SEKIGUCHI H. Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity[J]. **Soils and Foundations**, 1984, 24: 129-147.
- [12] CUI Ji-fei, LI Jing-pei, ZHAO Gao-wen. Long-term time-dependent load-settlement characteristics of a driven pile in clay[J]. **Computers and Geotechnics**, 2019, 112: 41-50.
- [13] MYLONAKIS G, GAZETAS G. Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil[J]. **Géotechnique**, 1998, 48(1): 55-72.
- [14] 周攀, 李镜培, 李盼盼, 等. 基于界面本构模型的砂土中单桩荷载-沉降响应预测方法[J]. 岩土力学, 2024, 45(6): 1686-1698.
ZHOU Pan, LI Jing-pei, LI Pan-pan, et al. Prediction method for load-settlement response of a single pile in sand based on an interface constitutive model[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2024, 45(6): 1686-1698.
- [15] ZHANG Qian-qing, ZHANG Zhong-miao, HE Jing-yu. A simplified approach for settlement analysis of single pile and pile groups considering interaction between identical piles in multilayered soils[J]. **Computers and Geotechnics**, 2010, 37(7-8): 969-976.
- [16] WANG Zhong-jin, XIE Xin-yu, WANG Jin-chang. A new nonlinear method for vertical settlement prediction of a single pile and pile groups in layered soils[J]. **Computers and Geotechnics**, 2012, 45: 118-126.
- [17] 叶帅华, 辛亮亮. 基于桩-土界面剪切特性的单桩沉降和承载问题研究[J]. 岩土力学, 2024, 45(5): 1457-1471.
YE Shuai-hua, XIN Liang-liang. Settlement and bearing capacity of single pile based on shear characteristics of pile-soil interface[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2024, 45(5): 1457-1471.
- [18] 林智勇, 戴自航. 考虑加筋与遮帘效应的层状地基群桩沉降计算[J]. 工程地质学报, 2015, 23(1): 178-185.
LIN Zhi-yong, DAI Zi-hang. Settlement calculation of pile groups in layered soil with consideration of reinforcing and restraining effect[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2015, 23(1): 178-185.
- [19] 崔涛. 变刚度群桩基础性能数值分析及沉降计算研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2017.
CUI Tao. Study on numerical analysis of performance and settlement calculation of pile-group foundation with variational rigidity[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2017.
- [20] BJERRUM L. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to the settlements of buildings[J]. **Geotechnique**, 1967, 17(2): 83-119.
- [21] BJERRUM L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils[C]//Proceedings of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), 1973.
- [22] LI Lin, GONG Wei-bing, LI Jing-pei. Effects of clay creep on long-term load-carrying behaviors of bored piles: aiming at reusing existing bored piles[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2020, 20(8): 04020132.
- [23] 王优. 考虑土体流变的旧桩承载特性与新旧桩混合桩基优化设计[D]. 上海: 同济大学, 2021.
WANG You. Load carrying behavior of old piles considering soil aging and optimized design for pile groups consisting of new and old piles[D]. Shanghai: Tongji University, 2021.
- [24] 孙晓晨, 朱杰江. 考虑沉桩时效性的新旧桩变形特性与沉降分析[J]. 施工技术, 2016, 45(20): 101-105.
SUN Xiao-chen, ZHU Jie-jiang. Analysis of pile deformation characters and settlement of pile group including new and old piles considering pile timeliness[J]. **Construction Technology**, 2016, 45(20): 101-105.