

doi:10.3969/j.issn.1672-4348.2021.06.006

基于上限法的边坡双排抗滑桩变形计算方法

曾锦秀^{1,2}

(1. 福建船政交通职业学院 土木工程学院,福建 福州 350007;
2. 福建船政交通职业学院 福建省交通土建智能与绿色建造应用技术协同创新中心,福建 福州 350007)

摘要: 基于上限法、平面刚架理论与弹性地基梁理论,对双排桩加固边坡中结构变形进行解析,通过数值模拟验证所提方法的合理性,研究了影响双排桩桩身位移的 6 个因素。结果表明:当连系梁厚度/桩径小于 0.7、嵌固段与受荷段长度之比小于 0.8、桩径小于 1.0 左右时,对桩身位移影响较大,且呈现出明显的非线性特征;桩身弹性模量对双排桩桩身位移同样具有较大影响,但表现出近似线性的特征。对于双排桩加固边坡,为有效控制边坡变形,可适当增大连系梁厚度、嵌固段长度、桩径、桩身弹性模量或联合注浆改善桩周岩土体的力学性能。研究结果可为边坡中双排桩的设计提供参考。

关键词: 边坡; 双排桩; 极限分析; 平面刚架; 弹性地基梁

中图分类号: TU431 文献标志码: A 文章编号: 1672-4348(2021)06-0538-07

Deformation calculation method of double-row stabilizing piles in slopes based on kinematical limit analysis

ZENG Jinxiu^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Fujian Chuanzheng Communications College, Fuzhou 350007, China;
2. Transportation and Civil Engineering Intelligence and Green Construction Application Technology Collaborative Innovation Center in Fujian Province, Fujian Chuanzheng Communications College, Fuzhou 350007, China)

Abstract: Based on the upper limit method, the plane rigid frame model and beam-on-elastic-foundation model, the deformation of the structure in the slope reinforced by double-row piles was analyzed; the rationality of the proposed method was verified by numerical simulation, and then the six factors affecting the displacement of the double-row piles were studied using the proposed theoretical calculation method. Results show that the displacement of double-row piles is greatly affected when the ratio of the thickness of connecting beam to the pile diameter is less than 0.7, the ratio of embedded length to loaded length is less than 0.8, and the pile diameter is less than 1.0, and it shows obvious nonlinear characteristics; it is also significantly affected by the elastic modulus of the pile, but it shows a nearly linear characteristic. For the slope reinforced with double-row piles, the thickness of the connecting beam, length of the embedded section, pile diameter, elastic modulus of the pile body can be appropriately increased, or the measures, such as grouting, to improve the mechanical properties of rock and soil around the piles can be taken. The research results can provide references for similar projects.

Keywords: slope; double-row piles; limit analysis; plane rigid frame; beam-on-elastic-foundation

双排桩具有较大的侧向刚度,可有效地限制支护结构侧向位移,且施工工期短、施工便捷^[1-3],因而在工程中应用广泛,引发众多学者对其进行研究。郑刚等^[4]采用有限差分法,研究了局部超挖对双排桩内力、变形及稳定性的影响,并提出抗倾覆稳定状态值作为实时判断支护桩稳定

状态的指标。张玲等^[2]对双排桩内力变形进行分析,给出了一种考虑桩桩相互作用以及桩土相互作用的双排桩支护结构计算方法。邱俊杰等^[3]运用理论分析和数值计算方法,对双排桩设计方法、结构形式、桩间距等进行了研究。

综观国内外文献,对双排桩在基坑支护中的研究较多^[1-2],而对边坡研究较少,鉴于此,本文提出一种无需假定前后排桩土压力分配比例,桩顶同时考虑平动与转动,同时考虑滑面处桩体变形变位,且将结构变形计算与边坡稳定性分析统一起来的理论计算方法。

1 分析方法

针对工程实践中较为常见的双排桩(图 1)支护边坡概化模型(图 2),阐述双排桩内力变形计算方法。双排桩在桩顶由刚性连梁连接。将滑动面上下的桩体分别称为受荷段(图 2 中的 h_a)和嵌固段。通常双排桩间距相对于边坡尺寸较小,图 1 将双排桩简化为一根桩(图 2)。如前所述,双排抗滑桩支护边坡既要考虑坡体稳定性,也要关注支护结构的内力变形。本文通过强度折减技术引入边坡稳定性系数来考虑边坡稳定性;采用平面刚架理论与弹性地基梁理论对双排桩内力变形进行解析。

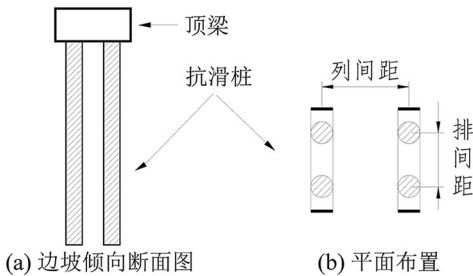


图 1 结构布设示意图

Fig.1 Structure layout diagram

1.1 桩后推力的计算

图 2 中, H 表示总坡高, m ; κ 表示单级坡高与坡高的比值(下标 1,2 分别表示上坡与下坡,下同); θ 表示对数螺旋线上任意点的旋转角, $(^\circ)$; β 与 δ 均表示角度, $(^\circ)$; r 表示滑面上任意点的旋转半径, m ; 下标 0 与 h 分别表示起点与终点; x 表示滑面终点到坡脚的水平距离, m 。假设

- (1) 潜在滑面在横断面内为对数螺旋线;
- (2) 双排桩结构等效为一根桩;
- (3) 边坡发生整体失稳,潜在滑面通过坡脚

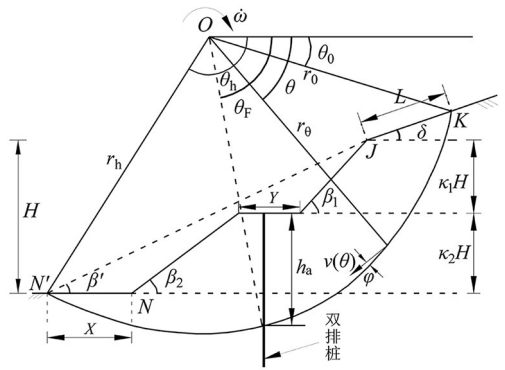


图 2 台阶型边坡失稳机构

Fig.2 Failure mechanism of a piled slope

(图 2 中的 N 点)下方;

(4) 滑面穿过桩,滑面以下地层为稳定地层(不动体)。

引入广泛使用的强度折减技术,折减前后的抗剪强度参数关系为

$$F_s = \frac{\tan \varphi_0}{\tan \varphi_d} = \frac{c_0}{c_d} \quad (1)$$

式中, F_s 为边坡安全系数; φ_0 与 φ_d 分别表示折减前后岩土体的内摩擦角, $(^\circ)$; c_0 与 c_d 分别表示折减前后的黏聚力, kPa 。

根据极限分析上限定理,外力功率等于内部能量耗散率^[5],外力功率由滑体重力、抗滑结构对坡体的反力共同产生,则有如下关系:

$$\dot{W} + \dot{E}_p = \dot{D} \quad (2)$$

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \dot{\omega} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5 - f_6) \quad (3)$$

式中, \dot{W} 为重力做功功率, $kN \cdot rad \cdot s^{-1}$; γ 为坡体材料的容重, $kN \cdot m^{-3}$; $\dot{\omega}$ 为滑体的转动角速度, $rad \cdot s^{-1}$; $f_i (i = 1 \sim 6)$ 表达式参见文献[6]; \dot{E}_p 为结构做功功率, $kN \cdot rad \cdot s^{-1}$; \dot{D} 为内部能量的耗散功率, $kN \cdot rad \cdot s^{-1}$; 由滑面产生,滑面耗散功率^[5]

$$\dot{D} = \frac{c_0 r_0^2 \dot{\omega}}{2 \tan \varphi_0} [e^{2(\theta_h - \theta_0)} \frac{\tan \varphi_0}{F_s} - 1] \quad (4)$$

结构对坡体的反力所产生的功率^[7]

$$\dot{E}_p = -Pr_0 \sin \theta_F \dot{\omega} e^{(\theta_F - \theta_0)} \frac{\tan \varphi_0}{F_s} + M^u \dot{\omega} \quad (5)$$

$$M^u = P(nh_a) \quad (6)$$

式中, P 为结构所提供单位宽度上的加固力, $kN \cdot m^{-1}$; h_a 为结构平均受荷段长度(图 2), m ; n 为滑坡推力在受荷段上的作用点距滑面高度与 h_a 的比值,可取 1/3; M^u 为滑面处桩身截面的弯矩, kN 。

将式(3)~(6)代入式(2),得

$$P = \frac{\gamma r_0 \left(f_1 - \sum_{i=2}^6 f_i \right) - \frac{c_0}{2 \tan \varphi_0} [e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 1]}{\frac{1}{r_0} \left[\sin \theta_F \cdot e^{(\theta_F - \theta_0) \tan \varphi} - n h_a \cdot \frac{1}{r_0} \right]} \quad (7)$$

由式(7)可得单宽加固力与边坡安全系数的对应关系。

1.2 双排桩内力的计算

将结构分成受荷段(滑面以上)和嵌固段(滑面以下)分别进行分析,并利用两段在滑面处的力学连续条件进行全桩的内力与位移求解。结构分析模型如图 3 所示。

假设:(1)不考虑坡体对桩体的竖向作用;(2)将结构受荷段视为平面刚架;(3)将嵌固段视为受桩顶荷载作用的弹性地基梁(图 3(b)),考虑到均质土坡,嵌固段地基系数 k 采用“m”法计算;(4)将连系梁视为刚体,且桩梁间为刚性连接;(5)作用在桩后的推力沿桩轴向线性分布,后排桩梯形分布,前排桩三角形分布(图 3(a))。

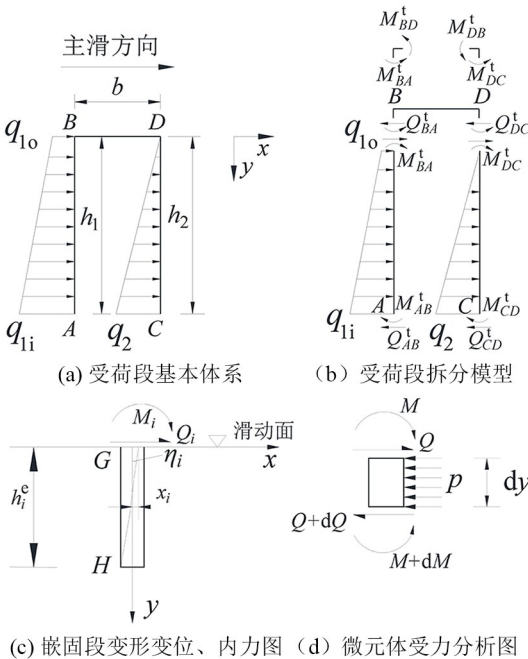


图 3 双排桩结构分析模型

Fig.3 Analysis model of double-row pile structure

1.2.1 上部结构(受荷段)

根据 1.1 节,双排桩受荷段所受的侧向力 P_1 、弯矩 M_1^u 为

$$P_1 = P \cdot S \quad (8a)$$

$$M_1^u = M^u \cdot S = P(nh_a) \cdot S \quad (8b)$$

式中, S 为双排桩排间距, m。

根据假设(2)和(5),将结构作为研究对象,截取受荷段受力分析如图 3(a),根据结构力学平面刚架理论,选取 B 、 D 两点的结点角位移(ψ_B 、 ψ_D)以及刚架顶部的侧向水平位移(δ)3 个基本变量,由位移法可得如下方程:

$$M_{AB} = -\frac{q_{10}h_1^2}{30} - \frac{q_{11}h_1^2}{20} + 2\frac{E_1I_1}{h_1}\psi_B - 6\frac{E_1I_1}{h_1}\frac{\delta}{h_1} + 6\frac{E_1I_1}{h_1}\frac{x_1}{h_1} + 4\frac{E_1I_1}{h_1}\eta_1 \quad (9a)$$

$$M_{BA} = \frac{q_{10}h_1^2}{20} + \frac{q_{11}h_1^2}{30} + 4\frac{E_1I_1}{h_1}\psi_B - 6\frac{E_1I_1}{h_1}\frac{\delta}{h_1} + 6\frac{E_1I_1}{h_1}\frac{x_1}{h_1} + 2\frac{E_1I_1}{h_1}\eta_1 \quad (9b)$$

$$\left. \begin{aligned} M_{BD} &= 4\frac{E_2I_2}{b}\psi_B + 2\frac{E_2I_2}{b}\psi_D \\ M_{DB} &= 2\frac{E_2I_2}{b}\psi_B + 4\frac{E_2I_2}{b}\psi_D \\ M_{CD} &= -\frac{q_2h_2^2}{20} + 2\frac{E_1I_1}{h_2}\psi_D - 6\frac{E_1I_1}{h_2}\frac{\delta}{h_2} + 6\frac{E_1I_1}{h_2}\frac{x_2}{h_2} + 4\frac{E_1I_1}{h_2}\eta_2 \\ M_{DC} &= \frac{q_2h_2^2}{30} + 4\frac{E_1I_1}{h_2}\psi_D - 6\frac{E_1I_1}{h_2}\frac{\delta}{h_2} + 6\frac{E_1I_1}{h_2}\frac{x_2}{h_2} + 2\frac{E_1I_1}{h_2}\eta_2 \end{aligned} \right\} \quad (9c)$$

式中, EI 为抗弯刚度(下标 1、2 分别表示桩和连系梁,下同), q_{10} 、 q_{11} 、 q_2 分别表示点 B 、 A 、 C 处的荷载集度, $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$; h_i 、 x_i 、 η_i 分别表示受荷段竖向长度(m)、桩在滑面处的侧移(m)与转角(rad)。根据平衡条件有:

$$\left. \begin{aligned} M_{BA}^t + M_{BD}^t &= 0 \\ M_{DB}^t + M_{DC}^t &= 0 \\ Q_{BA}^t + Q_{DC}^t &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} Q_{BA}^t &= (-M_{AB}^t - M_{BA}^t - q_{10}h_1^2/3 - q_{11}h_1^2/6)/h_1 \\ Q_{AB}^t &= Q_{BA}^t + (q_{10} + q_{11})h_1/2 \\ Q_{AB}^t(y) &= q_{10}(h_1 - y) + \frac{(q_{11} - q_{10})(h_1 - y)^2}{(2h_1)} + Q_{BA}^t \\ M_{AB}^t(y) &= -M_{BA}^t - Q_{BA}^t(h_1 - y) - \frac{q_{10}}{2}(h_1 - y)^2 - \frac{(q_{11} - q_{10})}{6h_1}(h_1 - y)^3 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_{DC}^t &= (-M_{CD}^t - M_{DC}^t - q_2h_2^2/6)/h_2 \\ Q_{CD}^t &= Q_{DC}^t + q_2h_2/2 \\ Q_{CD}^t(y) &= q_2(h_2 - y)^2/(2h_2) + Q_{DC}^t \\ M_{CD}^t(y) &= -M_{DC}^t - Q_{DC}^t(h_2 - y) - \frac{q_2}{6h_2}(h_2 - y)^3 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

将式(9)代入式(10),得

$$\begin{pmatrix} \left(4 \frac{E_1 I_1}{h_1} + 4 \frac{E_2 I_2}{b}\right) & 2 \frac{E_2 I_2}{b} & -6 \frac{E_1 I_1}{h_1^2} \\ 2 \frac{E_2 I_2}{b} & \left(4 \frac{E_1 I_1}{h_2} + 4 \frac{E_2 I_2}{b}\right) & -6 \frac{E_1 I_1}{h_2^2} \\ -6 \frac{E_1 I_1}{h_1^2} & -6 \frac{E_1 I_1}{h_2^2} & 12 E_1 I_1 \left(\frac{1}{h_1^3} + \frac{1}{h_2^3}\right) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_D \\ \delta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} g_1 \\ g_2 \\ g_3 \end{pmatrix} \quad (12)$$

式中,

$$\begin{aligned} g_1 &= -\left(\frac{q_{10} h_1^2}{20} + \frac{q_{11} h_1^2}{30} + 6 \frac{E_1 I_1}{h_1} \frac{x_1}{h_1} + 2 \frac{E_1 I_1}{h_1} \eta_1\right), \\ g_2 &= -\left(\frac{q_2 h_2^2}{30} + 6 \frac{E_1 I_1}{h_2} \frac{x_2}{h_2} + 2 \frac{E_1 I_1}{h_2} \eta_2\right), \\ g_3 &= \frac{7 q_{10} h_1}{20} + \frac{3(q_{11} h_1 + q_2 h_2)}{20} + 12 E_1 I_1 \left(\frac{x_1}{h_1^3} + \frac{x_2}{h_2^3}\right) + \\ & 6 E_1 I_1 \left(\frac{\eta_1}{h_1^2} + \frac{\eta_2}{h_2^2}\right) \end{aligned}$$

1.2.2 下部结构(嵌固段)

对研究对象(一根桩的嵌固段)建立坐标系如图3(b)所示。根据微元体的静力平衡条件可得:

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} + m y x B_p = 0 \quad (13)$$

式(13)通过幂级数求解^[8],整理得

$$\begin{cases} x_i^e = x_i A_{xi} + \frac{\eta_i}{\alpha} B_{xi} + \frac{M_i}{\alpha^2 EI} C_{xi} + \frac{Q_i}{\alpha^3 EI} D_{xi} \\ \frac{\varphi_i^e}{\alpha} = x_i A_{\varphi i} + \frac{\eta_i}{\alpha} B_{\varphi i} + \frac{M_i}{\alpha^2 EI} C_{\varphi i} + \frac{Q_i}{\alpha^3 EI} D_{\varphi i} \\ \frac{M_i^e}{\alpha^2 E_1 I_1} = x_i A_{Mi} + \frac{\eta_i}{\alpha} B_{Mi} + \frac{M_i}{\alpha^2 E_1 I_1} C_{Mi} + \frac{Q_i}{\alpha^3 E_1 I_1} D_{Mi} \\ \frac{Q_i^e}{\alpha^3 E_1 I_1} = x_i A_{Qi} + \frac{\eta_i}{\alpha} B_{Qi} + \frac{M_i}{\alpha^2 E_1 I_1} C_{Qi} + \frac{Q_i}{\alpha^3 E_1 I_1} D_{Qi} \end{cases} \quad (14)$$

式中,上标 e 表示嵌固段, A_{xi} 、 B_{xi} 、 C_{xi} 、 D_{xi} 、 $A_{\varphi i}$ 、 $B_{\varphi i}$ 、 $C_{\varphi i}$ 、 $D_{\varphi i}$ 表达式如式(15)所示。

$$\begin{cases} A_{xi} = 1 + \sum_{j=1}^{\infty} (-1)^j \frac{(5j-4)!!}{(5j)!} (\alpha y)^{5j}, \\ B_{xi} = \alpha y + \sum_{j=1}^{\infty} (-1)^j \frac{(5j-3)!!}{(5j+1)!} (\alpha y)^{5j+1}, \\ C_{xi} = \frac{(\alpha y)^2}{2} + \sum_{j=1}^{\infty} (-1)^j \frac{(5j-2)!!}{(5j+2)!} (\alpha y)^{5j+2}, \\ D_{xi} = \frac{(\alpha y)^3}{6} + \sum_{j=1}^{\infty} (-1)^j \frac{(5j-1)!!}{(5j+3)!} (\alpha y)^{5j+3} \end{cases} \quad (15a)$$

$$\begin{cases} A_{\varphi i} = \sum_{j=1}^{\infty} (-1)^j \frac{(5j-4)!!}{(5j-1)!} (\alpha y)^{5j-1}, \\ B_{\varphi i} = 1 + \sum_{j=1}^{\infty} (-1)^j \frac{(5j-3)!!}{(5j)!} (\alpha y)^{5j}, \\ C_{\varphi i} = \alpha y + \sum_{j=1}^{\infty} (-1)^j \frac{(5j-2)!!}{(5j+1)!} (\alpha y)^{5j+1}, \\ D_{\varphi i} = \frac{(\alpha y)^2}{2} + \sum_{j=1}^{\infty} (-1)^j \frac{(5j-1)!!}{(5j+2)!} (\alpha y)^{5j+2} \end{cases} \quad (15b)$$

其中, A_{Mi} 、 B_{Mi} 、 C_{Mi} 、 D_{Mi} 、 A_{Qi} 、 B_{Qi} 、 C_{Qi} 、 D_{Qi} 参见文献[8], $\alpha^5 = m B_p / EI$, $i = 1, 2$ 。 $(5j-4)!!$ 仅作为一种符号, $(5j-4)!! = (5j-4)[5(j-1)-4][5(j-2)-4] \cdots [5 \times 2 - 4][5 \times 1 - 4]$, 下同。

由桩底自由得

$$\begin{cases} M_i^b = 0 & (i = 1, 2) \\ Q_i^b = 0 & (i = 1, 2) \end{cases} \quad (16)$$

其中, M_{bi} 、 Q_{bi} 分别表示桩底截面的弯矩(kN·m)与剪力(kN), 满足式(17)。

$$\begin{cases} \frac{M_i^b}{\alpha^2 E_1 I_1} = x_i A_{Mi} + \frac{\eta_i}{\alpha} B_{Mi} + \frac{M_i}{\alpha^2 E_1 I_1} C_{Mi} + \frac{Q_i}{\alpha^3 E_1 I_1} D_{Mi} \\ \frac{Q_i^b}{\alpha^3 E_1 I_1} = x_i A_{Qi} + \frac{\eta_i}{\alpha} B_{Qi} + \frac{M_i}{\alpha^2 E_1 I_1} C_{Qi} + \frac{Q_i}{\alpha^3 E_1 I_1} D_{Qi} \end{cases} \quad (17)$$

由受荷段与嵌固段在滑面处的耦合条件可得

$$\begin{cases} M_1 = M_{AB}^t, M_2 = M_{CD}^t \\ Q_1 = Q_{AB}^t, Q_2 = Q_{CD}^t \end{cases} \quad (18)$$

由假设(4)可得

$$\psi_B = \psi_D \quad (19)$$

根据双排桩在滑面处的剪力之和、弯矩之和分别与前述所得到的总剪力(式8(a))、总弯矩(式8(b))相等的条件,可得

$$\begin{cases} M_{AB}^t + M_{CD}^t = M_1^t \\ Q_{AB}^t + Q_{CD}^t = P_1 \end{cases} \quad (20)$$

同时,受荷段变形易由叠加原理得到

$$\begin{cases} x_1^t = \delta + \theta_{BY} + \frac{M_{BA}}{2EI} y^2 + \frac{Q_{BA}}{6EI} y^3 \\ x_2^t = \delta + \theta_{DY} + \frac{M_{DC}}{2EI} y^2 + \frac{Q_{DC}}{6EI} y^3 \end{cases} \quad (21)$$

由式(7)(8)(16)(19)(20)构成了含有 q_{10} 、 q_{11} 、 q_2 、 x_1 、 x_2 、 η_1 、 η_2 7 个未知量的独立方程,通过 MATLAB 编程可求解出所含未知量,然后据式(21)(14)求出全桩变形。

2 验证

针对一算例边坡,通过建立 FLAC^{3D}有限差分数值模型,将模拟结果与所提的理论计算方法的计算结果进行对比分析。

如图 4,边坡由两级坡构成,上级坡高 2 m(坡度为 30°),下级坡高 10 m(坡度为 85°),中间平台宽 2 m,在平台中部沿边坡走向以间距 2 m 布置双排桩结构,单桩长度 17 m,桩径 1 m,排间距 2 m,双排桩桩顶由连系梁刚性连接,模型底部固定约束,模型前后边界 ($x = 0$ 、 $x = 27.357$) 限制 x 方向位移,模型左右边界 ($y = 0$ 、 $y = 2$) 限制 y 方向位移。边坡岩土体采用弹塑性本构模型与 Mohr-Coulomb 强度准则。桩及连系梁采用线弹性本构模型,模型材料参数如表 1 所示。

表 1 岩土体及结构物理力学参数

Tab.1 Physical and mechanical parameters of rock, soil and structure

岩土体	$\gamma /$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	$c /$ kPa	$\varphi /$ ($^{\circ}$)	$E /$ MPa	ν
坡体	20	27	23	45	0.38
桩	0	—	—	30 000	0.30
连系梁	0	—	—	30 000	0.20

注: γ 为重度, c 为黏聚力, φ 为内摩擦角, E 为弹性模量, ν 为泊松比。

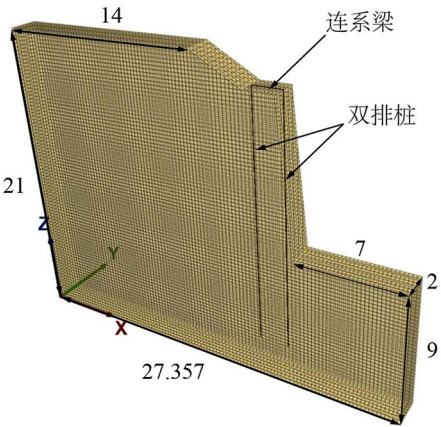


图 4 双排桩加固边坡三维数值模型(单位:m)
Fig.4 3D numerical model of slope reinforced by double-row piles(unit: m)

双排桩桩身水平位移云图如图 5 所示,由图可知,桩身最大水平位移 12.67 mm。采用本文所提方法对上述边坡进行计算,两种方法计算所得的桩身

位移如图 6 所示(TM 表示理论计算方法,NSM 表示数值模拟方法)。由图可知,两种方法所得的桩身位移分布总体一致,距桩顶距离大于 7.5 m 时,NSM 模拟所得的位移较大,距桩顶距离小于 7.5 m 时,TM 计算所得的桩身位移较大,且两种方法得到桩身位移最大值均出现在桩顶。理论方法计算所得的桩顶位移为 15.74 mm,比数值模拟结果(12.67 mm)大 24.2%。两种方法所得结果存在一定的误差,主要原因是理论模型中忽略了桩身轴力的影响,所采用的算例边坡中桩身轴力对变形的影响较大,因此两种方法所得结果不完全一致。但总体而言,理论方法得到桩身最大位移结果稍大于数值模拟,这在工程实践中可以接受,表明所提方法较为合理,经过编程实现后可对双排桩支护边坡的变形计算问题进行快速分析。

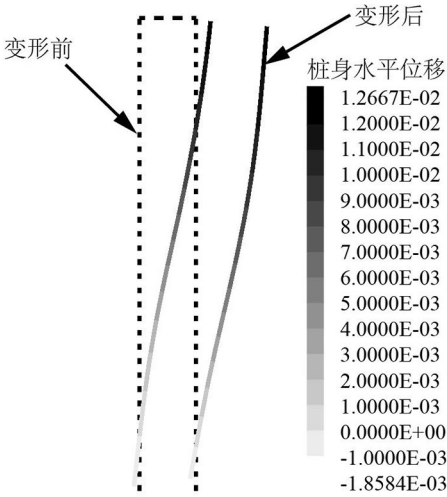


图 5 桩身水平位移云图(单位:m)
Fig.5 Nephogram of horizontal displacement of pile shaft(unit: m)

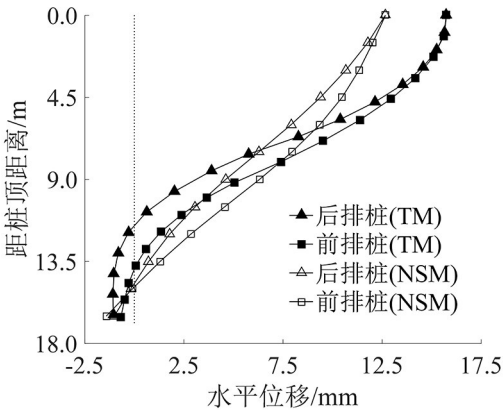


图 6 桩身位移分布对比
Fig.6 Comparison of pile displacement distribution

3 参数研究与讨论

以第 2 节中的算例边坡为例进行参数敏感性分析。本文以前排桩的桩身水平位移计算结果(图 7~图 12)为例进行说明。

由图 7 可知,桩身位移随桩排间距的增大而缓慢增大,整根桩的位移分布呈现向边坡临空面近乎整体平移的特点,但总体而言,桩排间距对双排桩位移的影响较小。

图 8 中, T_{cb} 、 D_p 分别为连系梁厚度与桩径,由图可知,桩身位移随着 T_{cb}/D_p 的增大而增大,桩顶位移随连系梁厚度增大呈现先快速后缓慢减小的特点,整体而言, T_{cb}/D_p 小于 0.7 时,对双排桩位移的影响较大, T_{cb}/D_p 大于 0.7 时,对桩身位移影响较小。

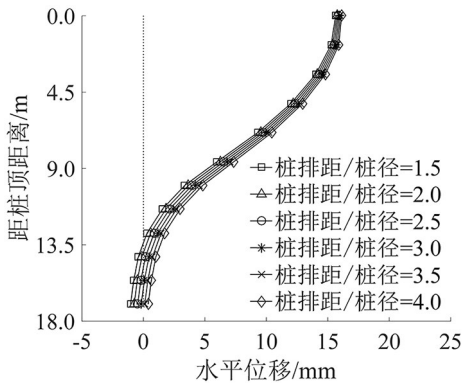


图 7 不同桩排距下后排桩水平位移分布

Fig.7 Horizontal displacement distribution of back row piles with different pile row spacing

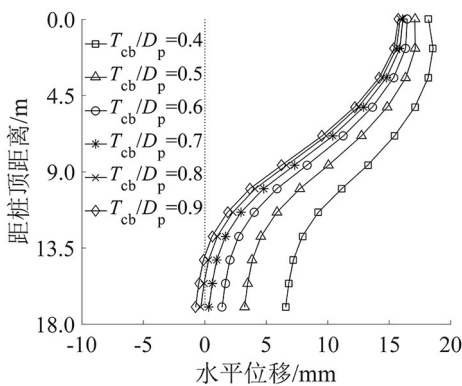


图 8 不同连系梁厚度下后排桩水平位移分布

Fig.8 Horizontal displacement distribution of back row piles with different thicknesses of tie beam

图 9 中不同桩长以嵌固段与受荷段长度之比 H_e/H_l 表示,由图可知,桩身位移随着 H_e/H_l 的增

大而减小,桩顶位移随 H_e/H_l 的增大呈现先快速后缓慢减小的特点,总体而言,当 H_e/H_l 小于 0.8 时,对双排桩位移的影响较大,当此比值大于 0.8 时,对桩身位移影响较小。

由图 10 可知,桩身位移随着桩径的增大呈非线性减小,桩顶位移随桩径的增大呈现先快速后缓慢减小的特点,但总体而言,当桩径小于 1.0 m 时,对双排桩位移的影响较大,当桩径大于 1.0 m 时,对桩身位移影响较小。

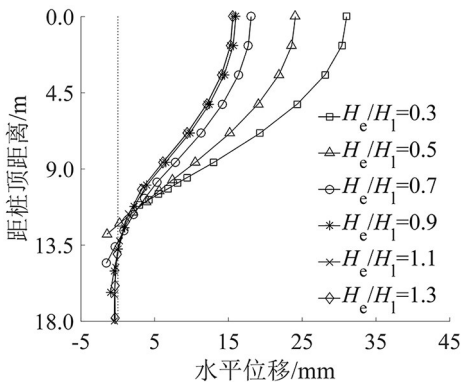


图 9 不同桩长下后排桩水平位移分布

Fig.9 Horizontal displacement distribution of back row piles with different pile lengths

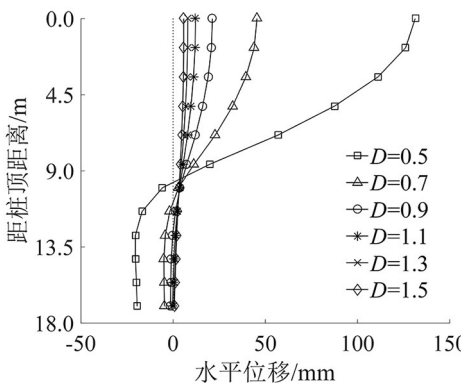


图 10 不同桩径下后排桩水平位移分布

Fig.10 Horizontal displacement distribution of back row piles with different pile diameters

由图 11 可知,桩身位移随着桩身弹性模量的增大近似呈线性减小,总体而言,桩身弹性模量对桩身位移影响较大。

图 12 中“ m ”值为地基系数随深度变化的比例系数,由图可知,桩身位移(包括桩顶位移)随着“ m ”值的增大呈非线性减小的特点。总体而言,“ m ”值对桩身位移的影响较大。

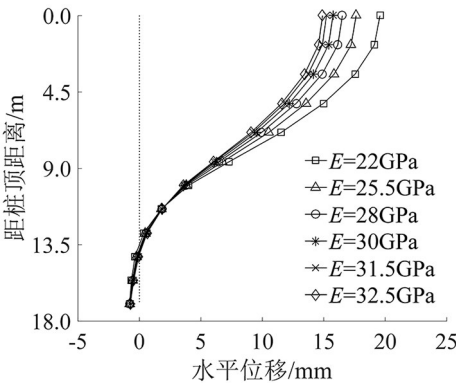


图 11 不同弹性模量下后排桩水平位移分布
Fig.11 Horizontal displacement distribution of back row piles under different elastic modulus

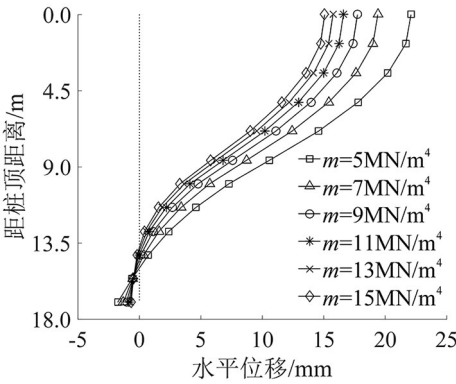


图 12 不同 m 值下后排桩水平位移分布
Fig.12 Horizontal displacement distribution of back row piles under different m values

4 结论

1)通过典型算例的计算表明,本文所提的理论计算方法计算结果虽然大于数值模型结果,但无论是桩身位移分布还是量值均较为接近,且便于快速分析,在一定程度上证明该方法能基本满足工程需求。

2)桩排间距、连系梁厚度、嵌固段长度、桩径、桩身弹性模量、地基系数随深度变化的比例系数“ m ”这 6 个因素对双排桩桩身位移的影响程度各不相同。对于算例边坡,除了桩排间距对桩身位移的影响较小外,其余 5 个因素影响均较大。

3)当连系梁厚度/桩径小于 0.7、嵌固段长度与受荷段长度之比小于 0.8、桩径小于 1.0 时,对双排桩桩身位移影响较大,且呈现出明显的非线性特征。桩身弹性模量也对双排桩桩身位移具有较大的影响,但表现出近似线性的特征。

4)对于双排桩加固边坡,可以适当增大连系梁厚度、嵌固段长度、桩径、桩身弹性模量或联合注浆改善桩周岩土体的力学性能,进而达到有效控制双排桩加固边坡变形的效果。

参考文献:

[1] 刘平,杜晓方.地面超载对双排桩基坑稳定性影响的有限元分析[J].中外公路,2018,38(6):14-20.
[2] 张玲,朱幸仁,欧强.考虑桩桩相互作用的双排支护桩受力变形分析[J].水文地质工程地质,2019,46(5):72-80.
[3] 邱俊杰,王宁,罗程鸿.砂质高边坡路堑工程双排桩支护结构数值分析[J].路基工程,2020(2):74-79,86.
[4] 郑刚,衣凡,黄天明,等.超挖引起双排桩支护基坑倾覆型连续破坏机理研究[J].岩土工程学报,2021,43(8):1373-1381.
[5] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1975: 251-252.
[6] ZENG J X, XIAO S G. A simplified analytical method for stabilizing micropile groups in slope engineering[J]. International Journal of Civil Engineering, 2020, 18(2): 199-214.
[7] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Stability analysis of slopes reinforced with piles[J]. Computers and Geotechnics, 2001, 28(8): 591-611.
[8] 曾锦秀.板连式束筋微型抗滑桩群加固边坡机制与计算理论研究[D].成都:西南交通大学,2019.

(责任编辑:陈雯)