

复合桩基承台下土的极限承载力 提高值理论解^{*}

宰金珉 杨嵘昌

(南京建筑工程学院岩土工程研究所, 210009)

文 摘 基于条形和圆形基础下土的极限承载力研究, 结合滑动土体绕桩时极限阻滑力的理论解答, 导出了复合桩基承台下土的极限承载力由于桩的遮帘作用而获得提高值的理论解, 并给出相应的计算图表。算例和实例分析表明了理论解的合理性。此外, 还简要讨论了理论解的适用条件。

关键词 复合桩基, 桩土体系整体极限承载力, 土体绕桩滑动阻力, 极限平衡。

1 引 言

复合桩基系指按大桩距(大于 5~6 倍桩径 d) 稀疏布置的低承台摩擦群桩或端承作用较小的端承摩擦桩与承台底土体共同承载的、纯桩基与天然地基之间过渡型的新型基础型式。由于群桩中单桩工作至接近其极限状态, 使得桩与承台最终有明确的承载分担, 据此作者提出在整体承载力和沉降量双重控制下按单桩极限承载力 P_u 设计复合桩基的新方法^[1]。由于桩的遮帘作用使承台底土破坏时发生土体绕桩滑动并受到极限滑动阻力, 从而土体极限承载力 $f_u \approx 2.5f$ (f 为经修正后的承台底土承载力设计值) 有一个增加值 Δf_u , 反映了增强作用; 另一方面, 群桩效应也还或多或少地存在着。故文献[1]中桩土体系整体极限承载力 Q_u 和安全系数 K 的更为合理的表达式应为

$$Q_u = 2.5fA\eta_1 + nP_u\eta_2 \quad (1)$$

$$K = 2.5\phi\eta_1 + [(1 - \phi\xi)/\zeta]\eta_2 \quad (2)$$

式中 η_1 为天然地基极限承载力提高系数, 即

$$\eta_1 = \frac{f_u + \Delta f_u}{f_u} = \frac{2.5f + \Delta f_u}{2.5f} = 1 + \frac{\Delta f_u}{f_u} = 1 + \frac{\Delta f_u}{2.5f} \geq 1 \quad (3)$$

η_2 为群桩效率系数; n, A, ϕ, ξ, ζ 的意义见文献[1]。对端承桩, 显然 $\eta_2 = 1$, 不在本文研究范围; 对非端承桩, 按文献[2]的资料分析, 桩间土为砂土时 $\eta_2 \geq 1$, 桩间土为软粘土时当桩距大于 $5d$ 有 η_2 接近于 1, 因此综合取用 $\eta_2 = 1$ 是合理的。本文按极限承载力理论着重讨论 η_1 , 亦即承台下地基土极限承载力提高值 Δf_u 的理论解。

2 承台下土体极限平衡状态下的滑移场及其简化

考虑自重应力的半平面和半空间土体分别在条形和圆形承台作用下处于极限平衡状态时

* 江苏省应用基础研究基金资助项目。

的滑移场已有相应的理论解答,然而桩身向桩间土体中传递应力且阻碍土的横向挤出,故土体破坏时的真实滑移场难以精确给出,亦不会有理论上的解析解。文献[3]图 7-83, 7-84 分别列举的大、小群桩桩间土应力叠加后的结果表明:桩间土中的应力对小群桩而言是比土中自重应力小得多的拉应力和压应力;对大群桩,大部分桩间土中拉应力基本消失且竖向应力比自重应力亦小许多。因此假定桩间土中由桩引起的应力不对原有土体极限平衡状态的理论解和滑移场产生实质影响是可行的。又鉴于分析土体滑动前夕的极限状态,可认为桩只在土体即将滑动时才因其提供阻力而“显现”自身的存在;况且土被桩增强后滑动土体的深度没有理由会比无桩时要小。综上所述,仍采用现有的土体极限平衡理论结果还是合理的。

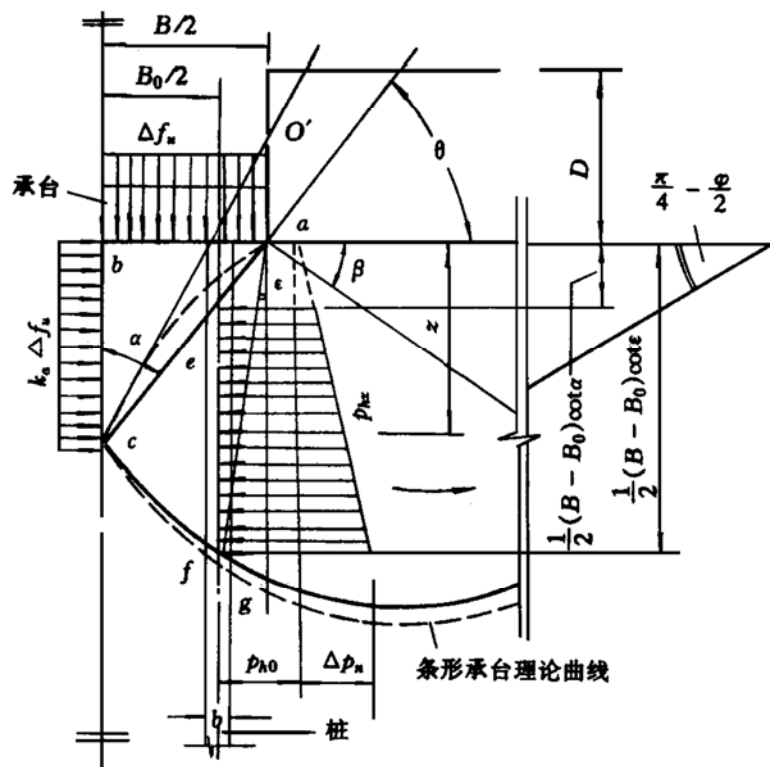


图 1 承台典型横剖面图

图 1 给出承台典型的横剖面图。对条形承台,其宽度为 B ,埋深为 D ,截面宽为 b 的方桩纵向间距为 S ,横向间距为 B_0 ,角 $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, φ 为土的内摩擦角。由极限平衡理论,如将对数螺线形式的滑移线 $\overline{acfg}$ 的转动中心 O' 点逐渐移到 a 点的过程简化为转动中心始终在 a 点,则 $\overline{ac}$ 变为直线 $\overline{ac}$,弧线 $\overline{fg}$ 的理论值与简化结果相差很小(见图 1),且是偏安全的。由此角 θ 可综合表示为

$$\theta = \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{m_s}{2}\right) + \frac{\varphi}{2} \left(1 + \frac{m_s}{2}\right) \quad (4)$$

式中 m_s 为承台底粗糙程度系数: $m_s = 0$ 为基底绝对光滑时的 Prandtl 课题; $m_s = 1$ 代表基底绝对粗糙的情况,而 $m_s = 2$ 则是其简化 Terzaghi 模型。于是滑动土楔半角 α 为

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \theta = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \left(1 + \frac{m_s}{2}\right) \quad (5)$$

产生绕桩滑动阻力(绕流阻力) p_{hz} 的区段 $\overline{fg}$ 在深度 $D + \frac{1}{2}(B - B_0) \cot \alpha$ 和 $D + \frac{1}{2}(B - B_0) \cot \varepsilon$ 之间,角 ε 可由下式迭代求出:

$$\varepsilon = \arcsin\{(1 - B_0/B)\sin\alpha \cdot \exp[-(\alpha - \varepsilon)\operatorname{tg}\varphi]\} \quad (6)$$

对圆形承台, 图1中 B 为承台半径, B_0 为径向桩距。按 Березанцев 轴对称问题解答^[4], 图1中 $\alpha = \theta = \beta = \frac{\pi}{4}$ 。当 $\varphi = 0 \sim 30^\circ$ 时有 $\cos \frac{\varphi}{2} \exp(\frac{\varphi}{2} \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}) = 1.000 \sim 1.036$, 即可取为1, 则对数螺线 efg 的方程得以简化, 从而可推得

$$\varepsilon = \arcsin\{(1 - B_0/B)\sin \frac{\pi}{4} \cdot \exp[-(\frac{\pi}{4} - \varepsilon)\operatorname{tg}(\frac{\varphi}{2})]\} \quad (6a)$$

3 绕桩滑动阻力引起土体极限承载力提高值的计算

在桩距较大、忽略桩间相互影响的条件下, 沈珠江根据极限平衡理论给出土体绕过表面绝对粗糙的桩身滑动时单位桩长上绕流阻力 p_h 的表达式为^[5]

$$p_h = (C_p p_0 + C_c) b \quad (7)$$

式中 c 为土的内聚力; p_0 为考察深度处土的水平静止土压力; $p_0 = k_0 \sigma_z$, σ_z 为竖向应力; b 为方桩边长或圆桩直径。如记 $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, 则系数 C_p 和 C_c 可按式计算

$$C_p = \begin{cases} C_{pb} = \frac{\exp(2\beta \operatorname{tg} \varphi)}{1 - \sin \varphi} - \frac{\exp[-(\frac{\pi}{2} + \varphi) \operatorname{tg} \varphi]}{1 + \sin \varphi} + 2 \operatorname{tg} \varphi & (\text{方桩}) \\ C_{po} = \exp(2\beta \operatorname{tg} \varphi) \left| \frac{3 \operatorname{tg} \varphi \sin \beta + (2 \operatorname{tg}^2 \varphi - 1) \cos \beta}{4 \operatorname{tg}^2 \varphi + 1} + \frac{\cos \beta}{1 - \sin \varphi} \right| \\ \quad + \exp(-2\beta \operatorname{tg} \varphi) \left| \frac{3 \operatorname{tg} \varphi \cos \beta - (2 \operatorname{tg}^2 \varphi - 1) \sin \beta}{4 \operatorname{tg}^2 \varphi + 1} - \frac{\sin \beta}{1 + \sin \varphi} \right| & (\text{圆桩}) \end{cases} \quad (8)$$

$$C_c = \begin{cases} \frac{C_p}{\operatorname{tg} \varphi} & (\varphi \neq 0) \\ 4 + \pi & (\varphi = 0, \text{方桩}) \\ 4\sqrt{2} & (\varphi = 0, \text{圆桩}) \end{cases} \quad (9)$$

记 $\lambda = C_{po}/C_{pb}$, 则当 $\varphi = 0 \sim 30^\circ$, $\lambda = 0.7921 \sim 0.8095$; 再注意到式(9)中 $4\sqrt{2}/(4 + \pi) \approx 0.80$, 故实用中取用 $\lambda = 0.80$, 只考虑方桩公式, 对圆桩只须乘以 λ 。

参考图1, 土体绕桩滑动阻力以 e 点为起, 距承台底面 z 深度处单位桩长上的绕流阻力 p_{hz} 为

$$p_{hz} = p_{ho} + \frac{\Delta p_{hz}}{\frac{1}{2}(B - B_0) \cot \varepsilon} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} p_{ho} &= (C_p k_0 \gamma_0 D + C_c) b \\ \Delta p_h &= C_p k_0 \gamma_B \left[\frac{1}{2}(B - B_0) \cot \varepsilon \right] b \end{aligned} \quad (11)$$

其中 γ_0 和 γ_B 分别为承台底以上和以下土体的有效容重。

3.1 条形承台下提高值 Δf_u 的计算

参考图1, 注意到桩的纵向间距为 S , 记主动土压力系数 $k_a = \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$, 在 Δf_u , $k_a \Delta f_u$ 和 p_{hz} 作用下, 取 a 点力矩之和为零, 即有

$$\left(1 + \frac{k_a}{\tan^2 \alpha}\right) \Delta f_u \frac{1}{2} \left(\frac{B}{2}\right)^2 S = p_{ho} \overline{ef} \left(\overline{df} - \frac{\overline{ef}}{2}\right) + \Delta p_h \frac{1}{2} \overline{ef} \left(\overline{df} - \frac{1}{3} \overline{ef}\right) \quad (12)$$

将式(10)及式(11)代入并整理, 得到与极限承载力表达式很相似的结果:

$$\Delta f_u = \frac{b}{ST} [H_q \gamma_0 D + H_v \gamma_B \frac{B}{2} + H_c] \quad (13)$$

式中承载力增量系数 H_q, H_v, H_c 由式(14)确定, 对圆桩只须再乘以 λ :

$$\left. \begin{aligned} H_q &= \frac{C_p k_a (\xi^2 - \eta^2)}{\sin^2 \alpha} \\ H_v &= \frac{2}{3} \frac{C_p k_a (\xi^3 - \eta^3)}{\sin^3 \alpha} \\ H_c &= \frac{C_c (\xi^2 - \eta^2)}{\sin^2 \alpha} \end{aligned} \right| \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \cos \varepsilon \cdot \exp[(\alpha - \varepsilon) \tan \varphi], \quad \eta = (1 - R_b) \cos \alpha \\ R_b &= B_0/B, \quad k_0 \approx 1 - \sin \varphi, \quad T = 1 + k_a/\tan^2 \alpha \\ k_a &= \begin{cases} \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) & (\text{当 } m_s \leq 1) \\ k_0 & (\text{当 } m_s = 2) \end{cases} \end{aligned} \right| \quad (15)$$

式(14)可制成便于应用的图表, 例如 $m_s = 0.5$ 时的结果见图 2。式(14)对 m_s 不敏感, 一般情况下利用图 2 精度已足够。

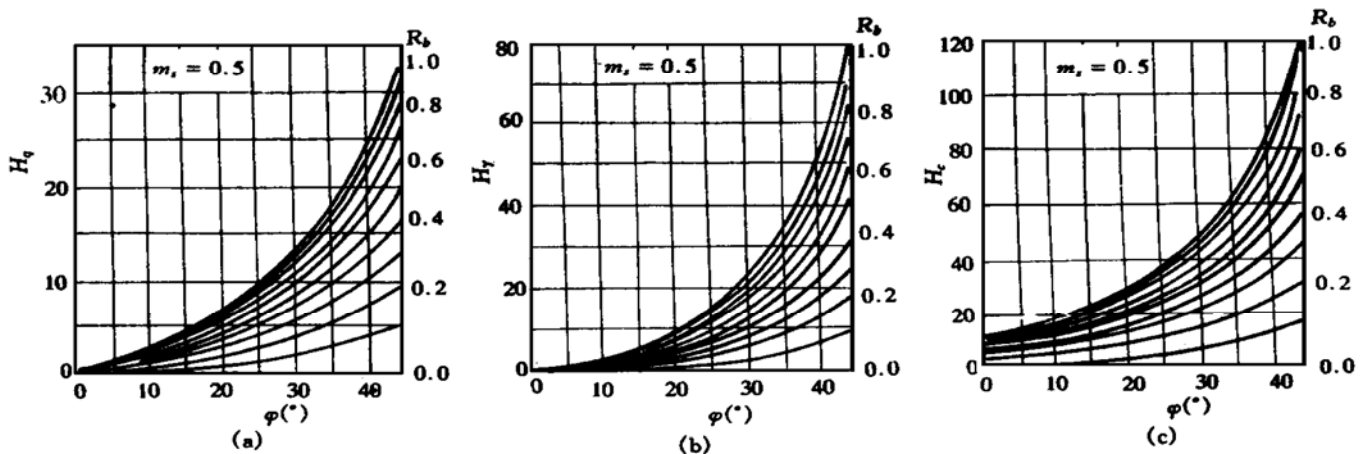


图 2 $m_s = 0.5$ 时承载力增量系数 H_q, H_v 和 H_c 与 R_b, φ 关系图

3.2 圆形承台下提高值 Δf_u 的计算

对于圆形承台, 剖面图仍参见图 1, 但一根桩所分配到的扇形承台平面以及土中竖向、环向应力示意图 3。环向桩距 $S_0 = \omega B_0/2$, ω 为环向 n 根桩中每根桩分配到的角度: $\omega = 2\pi/n = 2S_0/B_0$ 。当径向桩距 B_0 远大于桩径 d 时, 可认为式(10)仍适用于圆形承台的情况。与条形承台不同的是在滑动锥 abc 及锥下 ecf 内(见图 1)存在环向应力增量 $\Delta \sigma_\theta$ 在 x 方向上的分量 $\Delta \sigma_x$ 的作用(见图 3)。在 abc 范围内有

$$\Delta \sigma_\theta = \Delta \sigma_{\theta 1} = \Delta f_u k_0 \quad (r, z \text{ 在 } abc \text{ 内}) \quad (16)$$

而在 ecf 内, 按土体极限平衡条件 $\sigma_\theta = \sigma_r k_a - 2c \sqrt{k_a}$ 应有

$$\Delta \sigma_\theta = \Delta \sigma_{\theta 2} = \Delta \sigma_r k_a \quad (r, z \text{ 在 } ecf \text{ 内}) \quad (17)$$

式中 $\Delta\sigma_r$ 按柱状孔穴张理论的通解 $\Delta\sigma_r = c(\frac{1}{r})^m$ 中由 $m = 2\sin\varphi/(1 + \sin\varphi)$ 及边界条件

$$\Delta\sigma_r|_{r=B_0/2} = p_{hz}/S_0 \text{ 得到} \quad \Delta\sigma_r = \frac{p_{hz}}{S_0} \left(\frac{B_0}{2r}\right)^m \quad (18)$$

将式(18)代入式(17)则有
$$\Delta\sigma_{\theta 2} = p_{hz} \frac{k_a}{S_0} \left(\frac{B_0}{2r}\right)^m \quad (19)$$

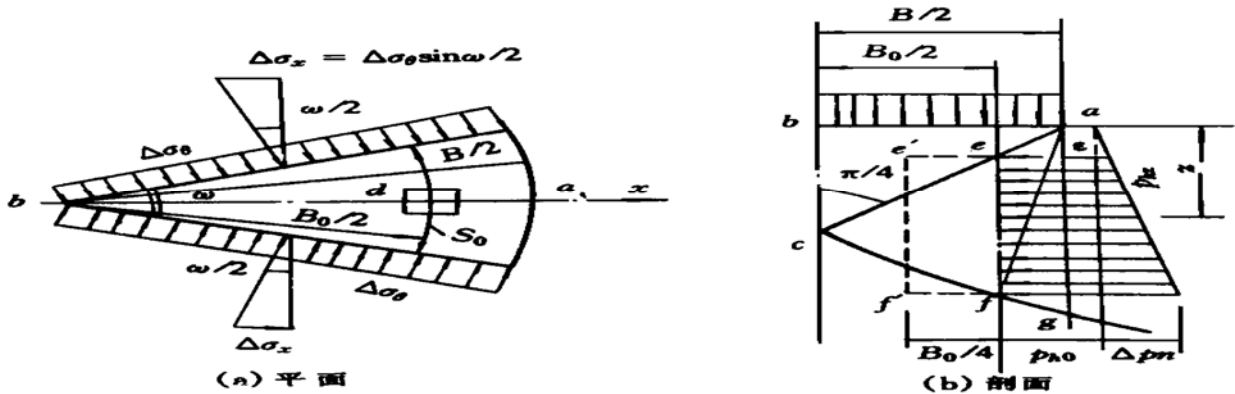


图3 圆形承台局部示意图

计算 Δf_u 时, 为避免 $r \rightarrow 0$ 时式(19)失去意义, 取四边形 $ee'f'f$ 代替面积 ecf , 见图 3(b)。在 Δf_u 作用于扇形底面、 $\Delta\sigma_{\theta 1}$ 作用于滑动锥 abc 两侧、 $\Delta\sigma_{\theta 2}$ 作用于 $ee'f'f$ 两侧和 p_{hz} 作用于 $\overline{ef}$ 的受力情况下, 仍取 a 点力矩之和为零, 并利用 $\sin \frac{\omega}{2} \approx \frac{\omega}{2} (1 - \frac{\omega^2}{24})$, $k_a = 1 - m = (1 - \sin\varphi)/(1 + \sin\varphi)$ 和注意到 $S = S_0/R_b$, 则经整理后可得到

$$\Delta f_u = \frac{bT_\omega}{S} [H'_q \gamma_0 D + H'_\gamma \gamma_B \frac{B}{2} + H'_c c] \quad (13a)$$

式中
$$T_\omega = \frac{1 + \frac{\omega^2}{24}(2^{1-m} - 1)}{1 + \frac{\omega^2}{24} \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{2 - \sin\varphi}} \quad m = \frac{2\sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (20)$$

而用于圆形承台情况下的承载力增量系数 H'_q , H'_γ 和 H'_c 由式(14a)给出:

$$\left. \begin{aligned} H'_q &= C_p k_0 T_\omega (\xi^2 - \eta^2) / \sin^2 \alpha \\ H'_\gamma &= \frac{2}{3} C_p k_0 T_\omega (\xi^3 - \eta^3) / \sin^3 \alpha \\ H'_c &= C_c T_\omega (\xi^2 - \eta^2) / \sin^2 \alpha = \frac{C_c}{C_p k_0} H'_q \end{aligned} \right\} \quad (14a)$$

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \cos \varepsilon \cdot \exp[(\frac{\pi}{4} - \varepsilon) \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}], \quad \eta = (1 - R_b) / \sqrt{2} \\ R_b &= B_0/B, \quad k_0 \approx 1 - \sin \varphi, \quad S = \omega B/2, \quad \alpha = \frac{\pi}{4} \\ k_a &= \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}), \quad m = 2\sin \varphi / (1 + \sin \varphi) \\ T_\omega &= 3(2^{m-1}) / (1 + k_0) \end{aligned} \right\} \quad (15a)$$

其中

经分析, 式(20)中 T_ω 实用中可取用 1.0; 对于 $\omega \leq \frac{\pi}{2}$, $\varphi \leq 25^\circ$ 时只有 5% 的误差, $\varphi \leq 30^\circ$ 时误差不大于 7%。承载力增量系数 H'_q , H'_y 和 H'_c 与土的内摩擦角 φ 以及 R_b 的关系见图 4, 很便于查用。对圆桩亦只须再乘以 $\lambda_c = 0.8$ 。

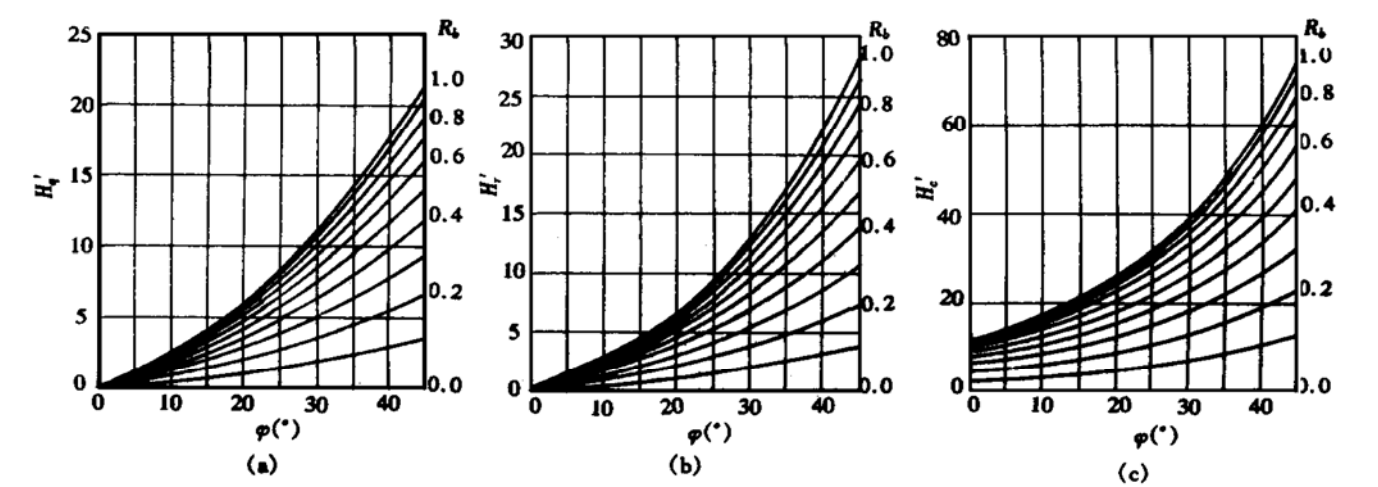


图4 圆形承台承载力增量系数 H'_q , H'_y 和 H'_c 与 R_b 和 φ 的关系

4 算例与实例的计算分析

4.1 算例计算分析

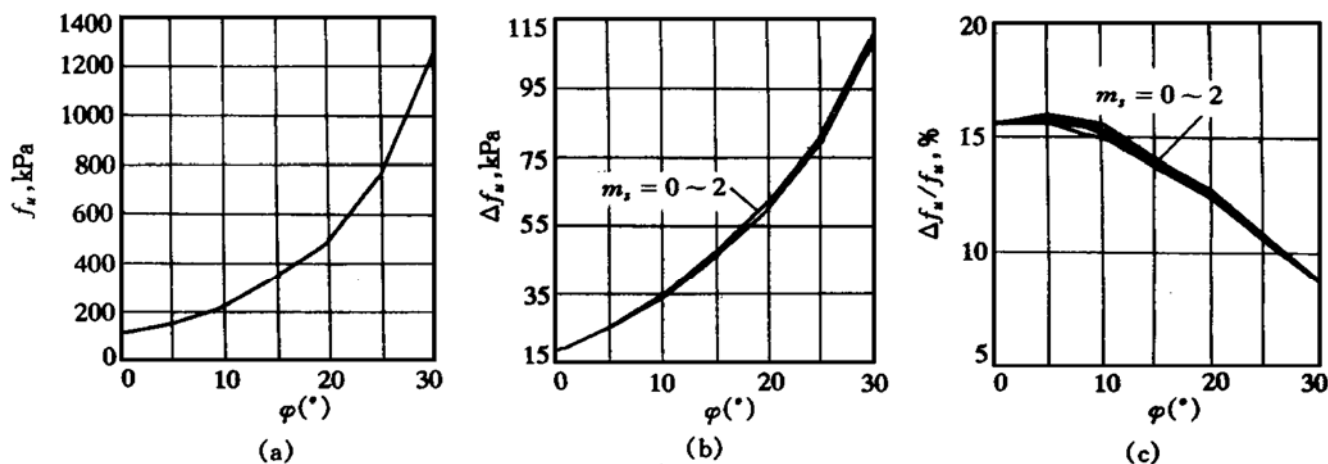
(1) 条形承台算例

[例 1] 某条形承台横剖面如图 1, $B = 4.0\text{m}$, $B_0 = 2.8\text{m}$, $D = 1.0\text{m}$, $b = 0.4\text{m}$ 的方桩, $S = 2.8\text{m}$ 。土层参数 $\gamma_0 = 17\text{kN/m}^3$, $\gamma_B = 8.0\text{kN/m}^3$, $c = 20\text{kPa}$ 。考察地基极限承载力提高值 Δf_u 与土的内摩擦角 φ 的关系。

表 1 f_u , Δf_u 和 $\Delta f_u/f_u$ 与 φ 和 m_s 的关系结果

φ ($^\circ$)	f_u (kPa)	Δf_u (kPa) / $\Delta f_u/f_u$ (%)				
		m_s				
		0.0	0.25	0.50	1.0	2.0
0	119.8	<u>18.57</u> 15.5	<u>18.57</u> 15.5	<u>18.57</u> 15.5	<u>18.57</u> 15.5	<u>18.57</u> 15.5
5	163.7	<u>25.72</u> 15.7	<u>25.52</u> 15.6	<u>25.41</u> 15.5	<u>25.33</u> 15.5	<u>26.13</u> 16.0
10	228.5	<u>34.99</u> 15.3	<u>34.54</u> 15.1	<u>34.26</u> 15.0	<u>34.08</u> 14.9	<u>35.67</u> 15.6
20	491.6	<u>63.00</u> 12.8	<u>61.74</u> 12.6	<u>60.87</u> 12.4	<u>60.29</u> 12.3	<u>63.04</u> 12.8
25	769.7	<u>84.24</u> 10.9	<u>82.35</u> 10.7	<u>81.06</u> 10.5	<u>80.17</u> 10.4	<u>82.88</u> 10.8
30	1274.0	<u>113.20</u> 8.9	<u>110.40</u> 8.7	<u>108.48</u> 8.5	<u>107.06</u> 8.4	<u>109.02</u> 8.6

地基极限承载力 f_u 按国家标准 JGJ 72- 90 推荐的 Vesic 公式^[6] 计算, 各项计算结果列于表 1 并绘于图 5。显然, 承台底粗糙程度参数 m_s 对各项结果的影响很小, 实用中取用 $m_s = 0.5$ 即可。此外, Δf_u 随 φ 值增加而加速增加, 但 f_u 也加速增加, 提高率 $\Delta f_u/f_u$ 在 $\varphi > 5^\circ$ 时随 φ 增加而减小, 故桩的遮帘加强作用对 $\varphi < 15^\circ$ 的软粘土更为显著。

图5 f_u , Δf_u 及 $\Delta f_u/f_u$ 与 φ , m_s 关系图

[例2] 如图6所示梅花形布桩的条形承台, $D = 1.0\text{m}$, 圆桩直径为 $b = 0.4\text{m}$; 土层参数同例1, m_s 取用0.5, 求 $\Delta f_u/f_u$ 并讨论桩土体系整体安全度 K 的提高。按 Vesic 公式^[6], $f_u = 238.3\text{kPa}$ 。对中轴桩 A, 因 $R_b = B_0/B = 0$, 故 $H_q = H_v = H_c = 0$, 即 $\Delta f_u = 0$, 也与实际情况相符。对边桩 B, $R_b = 0.8$, 查图2有 $H_q = 1.5$, $H_v = 1.6$, $H_c = 10.4$, 注意到 $S = 2.2\text{m}$, $\lambda = 0.8$, 由式(13)有 $\Delta f_{u1} = 39.7\text{kPa}$, $\Delta f_{u1}/f_u = 16.7\%$; 对中边桩 C, $R_b = 0.4$, $\Delta f_{u2} = 23.1\text{kPa}$, $\Delta f_{u2}/f_u = 9.7\%$; 故平均值 $\Delta f_u = 31.4\text{kPa}$, $\Delta f_u/f_u = 13.2\%$ 。显然 R_b 是重要参数。

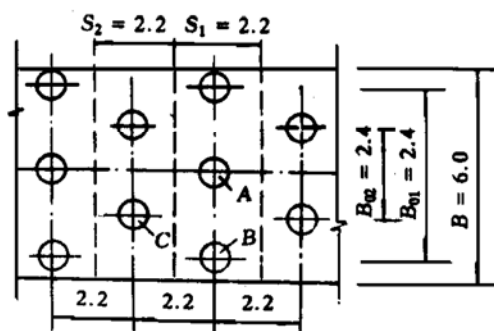


图6 梅花形布桩条形承台(单位: m)

设长4.4m的区段 $A = 26.4\text{m}^2$, 其上总荷载 $Q = 4224\text{kN}$, 则基底压力 $p = Q/A = 160\text{kPa}$ 。地基土承载力设计值 $f = f_u/2.5 = 95\text{kPa}$, 于是天然地基满足率^[1] $\phi = f/p = 0.59$ 。设单桩极限承载力 $P_u = 670\text{kN}$, 其利用系数^[1] ξ 取0.9。天然地基利用系数^[1] ξ 取用0.5, 则由文献[1], 该区段桩数 $n = 5$, 布置如图6。当式(2)中 $\eta_1 = \eta_2 = 1$ 时, $K = 2.27 > 2$ 。当考虑桩的遮帘增强作用, 因 $\Delta f_u/f_u = 13.2\%$, 故由式(3)有 $\eta_1 = 1.132$, 由此 $K = 2.46$, 提高了8.3%。

(2) 矩形承台算例

[例3] 设4根 $b = 0.4\text{m}$ 的方桩置于边长为4.0m的方形承台下, 桩距、埋深、土层参数全同例1。计算出的方形承台下土体的 Δf_u 值以及与条形承台下的结果的比较见表2。计算中将方形承台换算成等面积的圆形承台, 其直径 $B = 4.51\text{m}$, 桩的径向间距 $B_0 = 3.96\text{m}$, $R_b = 0.88$, $\omega = \frac{\pi}{2}$, $S = \omega B/2 = 3.54\text{m}$ 。 f_u 的计算仍按 Vesic 公式。对方形承台, $\Delta f_u/f_u$ 随 φ 值变化规律与条形相同, 对很小的 φ 值(软土)反而较大, 亦即桩的遮帘增强作用更显著。当 φ 从0增加至 30° , 方形和条形两种情况下的 f_u 比值从1.17增至1.34, 而 Δf_u 的比值则从1.52减至1.22, 且在 $\varphi = 5^\circ$ 时达最大值1.53。

[例4] 如图7所示典型方形承台, 9根 $b = 0.4\text{m}$ 的方桩布置如图, $D = 1.2\text{m}$, $\varphi = 15^\circ$, c , γ_0 和 γ_B 同例1, 计算 $\Delta f_u/f_u$ 。

仍按 Vesic 公式得出 $f_u = 438.6\text{kPa}$ 。方台折算成等面积圆台 $B = 6.77\text{m}$ 。中心桩不计。

平均径向间距 $B_0=5.79\text{m}$, 于是 $R_b=0.85$, $S=\omega B/2=2.66\text{m}$ 。由图 4 得 $H'_q=3.9$, $H'_y=4.1$, $H'_c=19.7$, 由式(13a)有 $\Delta f_u=87.9\text{kPa}$, $\Delta f_u/f_u=20\%$, 提高比例很可观。

表 2 方形与条形承台情况下 f_u , Δf_u 之比较

$\varphi(^{\circ})$	$f_u(\frac{\text{方形}}{\text{条形}})(\text{kPa})$	$\frac{f_u(\text{方形})}{f_u(\text{条形})}$	$\Delta f_u(\frac{\text{方形}}{\text{条形}})(\text{kPa})$	$\frac{\Delta f_u(\text{方形})}{f_u(\text{条形})}(\%)$	$\frac{\Delta f_u(\text{方形})}{\Delta f_u(\text{条形})}$
0	$\frac{139.8}{119.8}$	1.17	$\frac{28.2}{18.6}$	$\frac{20.2}{15.5}$	1.52
5	$\frac{194.9}{163.2}$	1.19	$\frac{38.9}{25.5}$	$\frac{19.9}{15.6}$	1.53
10	$\frac{279.0}{228.5}$	1.22	$\frac{51.9}{34.6}$	$\frac{18.6}{15.1}$	1.50
15	$\frac{411.9}{328.9}$	1.25	$\frac{67.5}{46.3}$	$\frac{16.4}{14.1}$	1.49
20	$\frac{631.4}{491.7}$	1.28	$\frac{86.1}{61.7}$	$\frac{13.6}{12.6}$	1.39
25	$\frac{1011.3}{769.7}$	1.31	$\frac{108.3}{82.4}$	$\frac{10.7}{10.7}$	1.31
30	$\frac{1706.9}{1274.0}$	1.34	$\frac{134.8}{110.4}$	$\frac{7.9}{8.6}$	1.22

[例 5] 图 8 给出一矩形承台, 埋深与土层参数均同例 1。将矩形承台两端各 2m 长的区段各视为半个方形承台, 合起来可视为一个方形承台; 中间区段则按条形承台处理。这样, 利用表 2 中 $\varphi=10^{\circ}$ 的结果, $f_{u1}=279.0\text{kPa}$, $f_{u2}=228.5\text{kPa}$, $\Delta f_{u1}=51.9\text{kPa}$, $\Delta f_{u2}=34.6\text{kPa}$ 。于是 $f_u=\frac{4.0}{9.6}f_{u1}+(1-\frac{4.0}{9.6})f_{u2}=249.5\text{kPa}$; 同理, $\Delta f_u=41.8\text{kPa}$ 。由此 $\Delta f_u/f_u=16.8\%$ 。值得指出的是, 按矩形承台直接用 Vesic 公式^[6]计算 $f_u=248.9\text{kPa}$, 与上述 249.5kPa 的结果非常接近, 这就说明上述简化为方形与条形承台的组合来处理矩形承台是可行的。

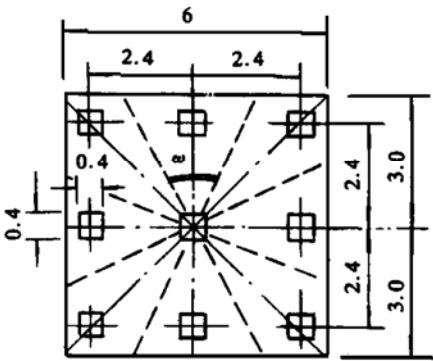


图 7 典型方形承台示意(单位: m)

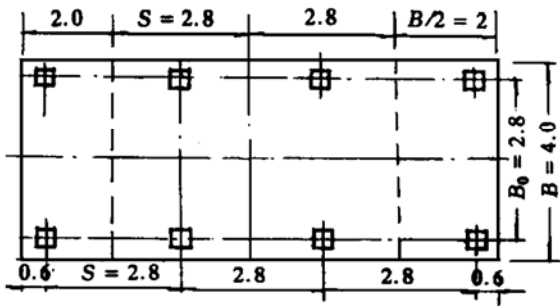


图 8 矩形承台示意(单位: m)

4.2 实例计算与分析

海康供销社综合楼^[1,7]为 7 层框架结构, 总重 $Q=37300\text{kN}$, 基底面积 $A=251.6\text{m}^2$, 荷载 $p=148\text{kPa}$, 大于天然地基承载力设计值 $f=100\text{kPa}$, 于是 $\phi=f/p=0.68$ 。承台埋深 $D=1.5\text{m}$ 。地基土为杂色粘土, 厚 2.6~7.0m, 下为灰色粘土, $c=25.35\text{kPa}$, $\varphi=14.6^{\circ}$, $E_s=5.5\text{MPa}$ 。采用 $P_u=1000\text{kN}$ 的 $\varnothing 480\text{mm}$ 钻孔灌注桩, 桩长 10m, 共 21 根, 基础平、剖面图见图 9。取用 0.7~0.9, ξ 为 0.79, η 高达 53%。对图 9(a) 中 A, B 两类桩, B_{01} 和 B_{02} 分别简化为 10.4m 和 3.6m。由于 A, B 桩位于同一横向轴线上, 为安全起见只应考虑一种桩产业的绕流阻力。取 $m_s=0.5$ 。为偏于安全, 按条形承台分析。对 A 桩, 由式(6)经迭代得到 $\varepsilon_1=9^{\circ}$, 需桩长 $11.4\text{m}>10\text{m}$, 才能全部穿过滑动区(见图 9(b)), 故不应考虑 A 桩。对 B 桩, $\varepsilon_2=$

步完善了在桩土体系整体安全度和沉降量双重控制下, 按单桩近极限承载力设计复合桩基的新方法。算例与实例分析表明, 对于条形承台 $\Delta f_u/f_u$ 在 7%~18%, 即 $\eta_1=1.07\sim 1.18$, 并对软土表现出较高的提高率; 对圆形(方形)承台还要高些。由此引起桩土体系整体安全度 K 值比之 $\eta_1=1$ 时提高 5%~12%。这也再次说明, 复合桩基设计的新方法是安全和经济的。诚然, 本文提出的理论分析还有待大量工程实例的进一步验证和积累经验, 笔者期待着同行们的指正。

参 考 文 献

- 1 宰金珉. 桩土明确分担荷载的复合桩基及其设计方法. 建筑结构学报, 1995(4): 66~74.
- 2 温特科恩 H F, 方晓阳主编. 基础工程手册. 钱鸿缙, 叶书麟等译校. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983. 805~807.
- 3 宰金珉, 宰金璋. 高层建筑基础分析与设计——土与结构物共同作用的理论与应用. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993. 356~357.
- 4 郑大同. 地基极限承载力的计算. 北京: 中国建筑工业出版社, 1979. 3~18.
- 5 朱百里, 沈珠江. 计算土力学. 上海科学技术出版社, 1990. 169~170.
- 6 中华人民共和国行业标准. 高层建筑岩土工程勘察规程(JGJ 72-90). 北京: 中国建筑工业出版社, 1991. 16~18.
- 7 南岳华. 桩筏设计中考虑桩与土共同作用的工程实例. 见: 桩基技术新进展学术会议论文集. 宁波, 1991. 109~113.
- 8 沈珠江. 桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计. 岩土工程学报, 1992, 14(1): 51~56.

Analytic Solutions to Increment of Ultimate Bearing Capacity of Soils Under Caps of Composite Pile Foundations

Zai Jinmin

Yang Rongchang

(Geotechnical Engineering Institute, Nanjing Architectural and Civil Engineering Institute, Nanjing 210009)

Abstract Based on the ultimate bearing capacity of soils under strip and circular foundations and the theoretical solution for the ultimate resistance to the soil sliding around a pile, the theoretical formula of the ultimate bearing capacity increment of soils strengthened by piles under the strip and circular caps of composite pile foundations are deduced, and the relevant calculating charts are also given. The reasonableness of the formula is shown in some examples and cases. The applicable conditions of the formula is discussed briefly.

Key words composite pile foundation, ultimate bearing capacity of the whole soil-pile system, resistance to soil sliding around a pile, ultimate equilibrium.