

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2009.02.019

刚性桩复合地基下卧层沉降计算

元 乐^{1 2}

(1.河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室,江苏 南京 210098; 2.河海大学岩土工程科学研究所,江苏 南京 210098)

摘要 :刚性桩复合地基工作过程中,桩体会向下卧层产生一定的刺入,从而使下卧层产生沉降差异.为了得到发生刺入的下卧层应力分布情况,取下卧层等效单元体进行分析,将内外土柱接触面分为破坏滑动段和弹性滑动段 2 部分.采用有效应力法计算接触面破坏滑动段摩阻力,并考虑侧向土压力变化的影响,在接触面弹性滑动段,假定摩阻力与相对位移为线弹性关系,利用荷载传递法进行计算,得到下卧层土体的竖向附加应力分布,给出了复合地基下卧层沉降计算公式.通过实例表明,该计算方法与现场实测结果吻合较好.

关键词 :复合地基;下卧层;等效单元体;沉降

中图分类号 :TU433 文献标识码 :A 文章编号 :1000-1980(2009)02-0217-05

近年来,复合地基技术在工程建设中得到了广泛应用^[1].与复合地基实践的快速发展相比,复合地基沉降理论研究相对滞后,特别是下卧层沉降计算研究更为滞后.对于较为深厚的软土地基,复合地基沉降主要发生在下卧层,特别是在有深厚软土层且桩未打穿软土形成“悬桩”的情况下,复合地基的总沉降主要是由桩端的刺入变形及下卧层的沉降引起的^[2-3].由于下卧层沉降占总沉降的比例相当大,因此对下卧层沉降计算必须予以重视.通常的复合地基沉降计算方法认为,复合地基的沉降量为加固区压缩量和下卧层压缩量之和.一些近似计算下卧层沉降的方法均为探求合适的下卧层附加应力分布,然后按照分层总和法计算其沉降.常用的求解下卧层附加应力分布的方法有应力扩散法、等效实体法、当层法、Geddes 法等.但这些方法由于无法准确把握下卧层的附加应力分布,很难应用于工程实际,因此规范^[4]中规定按天然地基计算下卧层的附加应力.也有学者用有限元方法将复合地基看作双层地基^[5],或将加固区作为复合土体分析^[6],这些方法都认为下卧层顶面应力是均匀分布的,但是软弱下卧层刚性桩复合地基在工作过程中,桩体会向下卧层产生一定的刺入,下卧层顶面应力不是均匀分布的.本文针对复合地基中桩体刺入下卧层的复杂情况,考虑桩体下部土体和桩周土下部土体间的相互作用,研究了复合地基下卧层的应力分布,并进行了沉降计算.

1 下卧层模型

复合地基下卧层可简化为图 1 所示模型.取等效单元体作为分析对象,桩体下方土体简化为直径等于桩径的圆柱体,桩间土下方土体简化为以桩体为中轴线的圆筒体,并假设下卧层土体为均质理想弹塑性体,深度为 h .

由于刚性桩的模量大于桩间土体的模量,在荷载作用下桩体会产生向下卧层的刺入,因此内土柱顶部沉降要大于外土柱顶部沉降.下卧层沉降过程中,由于内外土柱的沉降差异,两者之间会产生摩阻力.沉降差异会随着深度的增加而逐渐减小,当深度增大到 h_c 时,内外土柱的沉降相等,两者之间不再存在相互的摩阻力.另外,由轴对称原理可知,单元体外表面不存在摩阻力.

当内外土柱接触面处在弹性变形阶段时,两者间的相对位移是引起摩阻力的直接原因.当相对位移逐渐增大,接触面产生破坏滑动,摩阻力达到极限值之后,不再随着桩土相对位移的增大而继续增大,决定摩阻力的主要因素

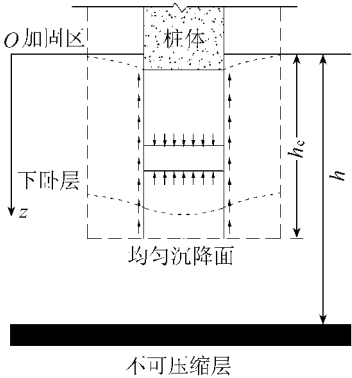


图 1 下卧层作用力示意图
Fig. 1 Forces acting on underlying layer

变为围压和接触面的滑动系数.由此,本文认为深度 l 为摩阻力弹性阶段和破坏阶段的分界处下卧层可按摩阻力分为 3 段: $z \in (0, l)$ 时,摩阻力为破坏摩阻力; $z \in (l, h_e)$ 时,摩阻力为弹性摩阻力; $z \in (h_e, h)$ 时,不存在摩阻力.

2 下卧层应力计算

所取单元体如图 2 所示,加固区桩长为 L ,周长为 U ,下卧层压缩模量为 E ,内土柱面积为 $A_{内}$,外土柱面积为 $A_{外}$,下卧层厚度为 h ,黏聚力为 c ,有效摩擦角为 φ ,被动土压力系数为 k_p ,地基土密度为 ρ .加固区顶部荷载为 P ,下卧层顶部平均荷载为 p ,作用在内土柱顶部的均布荷载为 $p_{内}$,作用在外土柱顶部的均布荷载为 $p_{外}$,内外土柱极限相对位移为 δ_u , $z \in (0, l)$ (l, h_e) 时的符号分别用下标 1、2 表示.

2.1 $z \in (0, l)$ 时的公式推导

由平衡条件及摩尔-库仑准则可知:

$$\begin{cases} \sigma_{外1}(z) = p_{外} + U \int_0^z \tau_1(\zeta) d\zeta / A_{外} \\ \sigma_{内1}(z) = p_{内} - U \int_0^z \tau_1(\zeta) d\zeta / A_{内} \end{cases} \tag{1}$$

$$\tau_1(z) = c + k_p \tan \varphi [\sigma_{外1}(z) + \rho g(L + z)] \tag{2}$$

式中: τ ——内外土柱间的摩阻力; σ ——竖向附加应力.

将式(2)代入式(1)得

$$\sigma_{外1}(z) = p_{外} + \frac{U}{A_{外}} \int_0^z \left\{ c + k_p \tan \varphi [\sigma_{外1}(z) + \rho gL + \rho gz] \right\} dz \tag{3}$$

求解得

$$\sigma_{外1}(z) = (p_{外} + \rho g \frac{Uc + A_{外}\rho g}{Uk_p \tan \varphi}) e^{\frac{zUk_p \tan \varphi}{A_{外}}} - \rho g(z + L) - \frac{Uc + A_{外}\rho g}{Uk_p \tan \varphi} \tag{4}$$

$$\tau_1(z) = (k_p \tan \varphi p_{外} + k_p \tan \varphi \rho gL + c + \rho gA_{外}/U) e^{\frac{zUk_p \tan \varphi}{A_{外}}} - \rho gA_{外}/U \tag{5}$$

$$\sigma_{内1}(z) = p_{内} - \frac{A_{外}}{A_{内}} (p_{外} + \rho gL + \frac{Uc + A_{外}\rho g}{Uk_p \tan \varphi}) e^{\frac{zUk_p \tan \varphi}{A_{外}}} + \frac{A_{外}}{A_{内}} \left[\frac{Uc + A_{外}\rho g}{Uk_p \tan \varphi} + \rho g(z + L) + p_{外} \right] \tag{6}$$

由平衡条件, $p_{内}$ 和 $p_{外}$ 可表示为

$$\rho_{内} = \frac{n(A_{内} + A_{外})}{nA_{内} + A_{外}} p \tag{7}$$

$$\rho_{外} = \frac{A_{内} + A_{外}}{nA_{内} + A_{外}} p \tag{8}$$

式中 n 为内外土柱顶部的应力比,即加固区底面的桩土应力比,可根据某些研究成果^[7]求得.

2.2 $z \in (l, h_e)$ 时的公式推导

取一单元体如图 3 所示,设内外土柱位移分别为 $W_{内}$, $W_{外}$,由单元体的静力平衡条件可得

$$W''_{内} = \frac{d^2 W_{内}}{dz^2} = \frac{U}{A_{内} E} \tau \qquad W''_{外} = \frac{d^2 W_{外}}{dz^2} = -\frac{U}{A_{外} E} \tau \tag{9}$$

由式(9)得

$$W''_{内} - W''_{外} = \frac{U}{E} \left(\frac{1}{A_{内}} + \frac{1}{A_{外}} \right) \tau_2(z) \tag{10}$$

设弹性阶段摩阻力与相对位移呈线性关系,即

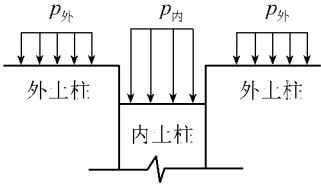


图 2 下卧层受力假定示意图
Fig. 2 Assumed forces acting on underlying layer

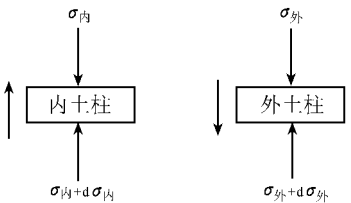


图 3 内、外土单元竖向受力示意图
Fig. 3 Forces acting on inner and outer units

$$\tau_z(z) = \lambda(W_{\text{内}} - W_{\text{外}}) \tag{11}$$

将式 (11) 代入式 (10) 得

$$(W_{\text{内}} - W_{\text{外}})' = \frac{\lambda U}{E} \left(\frac{1}{A_{\text{内}}} + \frac{1}{A_{\text{外}}} \right) (W_{\text{内}} - W_{\text{外}}) \tag{12}$$

解得

$$W_{\text{内}} - W_{\text{外}} = C_1 e^{Hz} + C_2 e^{-Hz} \tag{13}$$

其中

$$H = \sqrt{\frac{\lambda U}{E} \left(\frac{1}{A_{\text{内}}} + \frac{1}{A_{\text{外}}} \right)}$$

由边界条件 $(W_{\text{内}} - W_{\text{外}})|_{z=l} = \delta_u$ $(W_{\text{内}} - W_{\text{外}})|_{z=h_e} = 0$,可求得

$$\begin{cases} C_1 = \frac{\delta_u}{e^{Hl} - e^{H(2h_e-l)}} \\ C_2 = \frac{\delta_u}{e^{-Hl} - e^{-H(2h_e-l)}} \end{cases} \tag{14}$$

将式 (13) 代入式 (11) 解得

$$\tau_z(z) = \tau_z(l) \frac{e^{Hz} - e^{H(2h_e-z)}}{e^{Hl} - e^{H(2h_e-l)}} \tag{15}$$

$$\sigma_{\text{内}z}(z) = \sigma_{\text{内}z}(l) - \frac{U\tau_z(l)}{HA_{\text{内}}} \frac{e^{Hz} + e^{H(2h_e-z)} - e^{Hl} - e^{H(2h_e-l)}}{e^{Hl} - e^{H(2h_e-l)}} \tag{16}$$

$$\sigma_{\text{外}z}(z) = \sigma_{\text{外}z}(l) + \frac{U\tau_z(l)}{HA_{\text{外}}} \frac{e^{Hz} + e^{H(2h_e-z)} - e^{Hl} - e^{H(2h_e-l)}}{e^{Hl} - e^{H(2h_e-l)}} \tag{17}$$

2.3 下卧层顶部平均荷载 p 的求解

如图 4 所示 ,将加固区看作一个整体 ,加固区和周围土体之间产生摩阻力 f ,则下卧层顶部平均荷载 p 可由式 (18) 表示 ,其中 $A_{\text{加固}}$, $U_{\text{加固}}$ 分别为加固区的面积和周长.

$$p = P - \frac{U_{\text{加固}}}{A_{\text{加固}}} \int_0^L f dz \tag{18}$$

式中摩阻力 f 可表示为

$$f = c + K_0(\sigma_s + \rho g z) \tan \varphi \tag{19}$$

式中 σ_s ——桩间土竖向附加应力 ; K_0 ——静止土压力系数.

式 (19) 的计算较为复杂 ,为了简化计算 ,将式 (19) 简化为式 (20) ,这样计算的沉降值会有所增大 ,在工程上是偏安全的.

$$f = c + K_0 \rho g z \tan \varphi \tag{20}$$

2.4 未知量 l 和 h_e 的求解

在下卧层顶面处由边界条件知

$$\int_0^l \frac{\sigma_{\text{内}z}(z)}{E} dz - \int_0^l \frac{\sigma_{\text{外}z}(z)}{E} dz + \delta_u = \Delta \tag{21}$$

$$\Delta = \frac{(p_{\text{内}} - p_{\text{外}})(1 - \nu)}{4rG} \eta \tag{22}$$

式中 Δ ——桩体向下卧层刺入量^[8] ; ν ——下卧层土体的泊松比 ; G ——下卧层土体的剪切模量 ; η ——桩入土深度的影响系数 ,一般 η 为 0.85 ~ 1.0 ,为计算简便 ,本文取 $\eta = 1$; r ——桩体半径.

由于假设单元体外表面没有摩阻力 ,当 $z = h_e$ 时 ,由平衡条件可知 :

$$\sigma_{\text{内}z}(h_e) = \sigma_{\text{外}z}(h_e) = p \tag{23}$$

未知量 l 和 h_e 可由式 (21) (23) 求解得到.

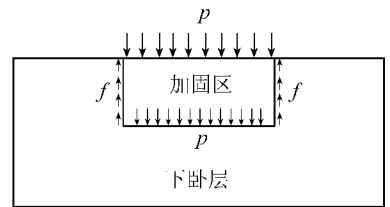


图 4 复合地基受力示意图

Fig. 4 Forces acting on a composite ground

3 下卧层沉降计算公式

已知荷载 P 和内外土柱顶部应力比 n , 可求得未知量 l 和 h_e . 深度 $0 < z < h_e$ 的沉降可由外土柱应力积分求得, 深度 $z > h_e$ 的沉降可用 Boussinesq 公式求解附加应力, 再用分层总和法求得. 在计算下卧层沉降时, 需考虑下卧层的计算深度 h' , 按 GBJ 94—94《建筑桩基技术规范》^[9] 确定 h' . 对一般黏土, 取附加应力与自重之比为 0.2 时的深度. 下卧层沉降计算公式为

$$s = \int_0^l \frac{\sigma_{外}(z)}{E} dz + \int_l^{h_e} \frac{\sigma_{外}(z)}{E} dz + \sum_{z=h_e}^h \frac{\sigma_{si}}{E} \Delta z_i \quad (h < h')$$

$$s = \int_0^l \frac{\sigma_{外}(z)}{E} dz + \int_l^{h_e} \frac{\sigma_{外}(z)}{E} dz + \sum_{z=h_e}^{h'} \frac{\sigma_{si}}{E} \Delta z_i \quad (h > h')$$

式中: σ_{si} ——下卧层分层的附加应力; Δz_i ——下卧层分层厚度.

4 算例验证

某软土复合地基^[10], 桩长 16 m, 桩径 0.5 m, 桩间距 1.2 m, 梅花形布置. 桩体的压缩模量为现场试验桩取芯的无限制抗压强度实测值 $E_p = 160$ MPa. 路基高度 7 m ($P = 145.44$ kPa), 顶宽 12 m, 底宽 33 m, 边坡斜率 1:1.5. 地基土的物理力学指标见表 1.

表 1 地基土参数
Table 1 Parameters of ground soil

土层	深度/m	含水量/%	密度/(t·m ⁻³)	孔隙比 e	压缩模量 E /MPa	黏聚力 c /kPa	摩擦角 φ (°)
黏土	0 ~ 14	54.50	1.67	1.501	1.79	15.1	17.7
淤泥质黏土	16 ~ 26	64.53	1.61	1.823	1.29	11.0	14.4
淤泥质黏土	26 ~ 43	51.10	1.66	1.600	1.92	32.0	11.9
粉砂加薄黏土	43 ~ 46		1.98		12.65		
粉砂	46 ~ 60		1.90		28.25		

在计算中, 取内外土柱顶部应力比 $n = 5$, 极限相对位移 $\delta_u = 0.005$ m (取值见文献 [11]). 通过计算得到 $h_e = 0.12$ m, $l = 0.05$ m, 计算下卧层厚度 $h' = 39$ m. 为了进行比较, 本文还采用了应力扩散法和等效实体法的计算结果, 具体数值见表 2.

从表 2 可以看出, 应力扩散法和等效实体法的计算结果明显偏大, 本文的计算结果与现场实测值较为接近, 相对误差为 35%. 造成结果偏大的原因主要有 2 个: (a) 计算下卧层顶部平均应力 p 时没有考虑桩间土竖向附加应力 σ_s 的影响; (b) 假定等效单元体外表面不存在摩阻力, 因而下卧层顶部和均匀沉降面的平均应力都为 p . 实际上, 均匀沉降面的平均应力比下卧层顶部的平均应力要有所减小. 总体上本文的计算方法是满足工程要求的, 且偏安全.

5 结 论

- a. 本文取下卧层等效单元体作为分析对象, 将内外土柱接触面分为 2 部分: 破坏滑动段和弹性滑动段. 对 2 部分的摩阻力采用不同的方法分别计算, 并由此得到下卧层土体的竖向附加应力分布情况.
- b. 给出了下卧层沉降的计算方法: 下卧层顶面到均匀沉降面的压缩可由给出的等效单元体的应力公式计算得到, 均匀沉降面以下部分的沉降可由分层总和法求得. 2 部分之和即为下卧层沉降.
- c. 通过工程实例对本文提出的公式进行了验证, 结果表明本文计算方法与实测数据较为接近, 能够满足工程要求.
- d. 目前关于下卧层沉降的研究较少, 尤其是实测数据较为匮乏, 今后应加强对这方面的现场及室内试验工作, 增加试验数据的积累.

表 2 各种计算方法结果比较
Table 2 Comparison of settlements calculated with different methods

方法	应力扩散法	等效实体法	本文方法	实测数据
下卧层沉降量/cm	195.6	199.6	95.5	70.6

参考文献：

[1] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京 : 中国建筑工业出版社 , 2002.

[2] 杨涛. 路堤荷载下柔性悬桩复合地基的沉降分析[J]. 岩土工程学报 , 2000 , 22(6) : 741-743.

[3] 陈仁朋, 许峰, 陈云敏, 等. 软土地基上刚性桩-路堤共同作用分析[J]. 中国公路学报 , 2005 , 18(3) : 7-13.

[4] JTJ017—96 , 公路软土地基路堤设计与施工技术规范[S].

[5] 徐洋, 谢康和, 梁仕华. 复合地基的平面应力扩散效应[J]. 土木工程学报 , 2002 , 35(2) : 57-60.

[6] 杨涛, 殷宗泽. 复合地基沉降的复合本构有限元分析[J]. 岩土力学 , 1998 , 19(2) : 19-25.

[7] 折学森. 软土地基沉降计算[M]. 北京 : 人民交通出版社 , 1998.

[8] RANDOLPH W. Analysis of deformation of vertically loaded piles[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division , ASCE , 1978 , 104 : 1465-1488.

[9] GBJ94—94 , 建筑桩基技术规范[S].

[10] 汤梅芳, 杨龙才, 王炳龙. 悬浮桩复合地基下卧层沉降计算的对比分析[J]. 路基工程 , 2005 (6) : 26-28.

[11] 赵明华. 桥梁桩基计算与检测[M]. 北京 : 人民交通出版社 , 2000.

Settlement of underlying layer for composite ground with rigid piles

QI Le^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering , Hohai University , Nanjing 210098 , China ;
2. Geotechnical Research Institute of Hohai University , Nanjing 210098 , China)

Abstract : The piles will penetrate the underlying layer during the working progress of composite ground with rigid piles , resulting in the non-uniform settlement of the underlying layer. In order to grasp the stress field of the penetrated underlying layer , the equivalent unit of the underlying layer was analyzed. The interface between the inner unit and outer unit was divided into two parts : the failure slip part and elastic slip part. The friction of the failure slip part was calculated with the effective stress method considering the effect of the confining pressure , and that of the elastic slip part was calculated with the load transfer method under the assumption of a linearly elastic relationship between the friction and the relative displacement. The vertical distribution of the additional stress of the underlying layer was obtained. On such a basis , a formula for calculating the settlement of the underlying layer was proposed. An engineering case shows that the results calculated with the present method agree with the measured data.

Key words : composite ground ; underlying layer ; equivalent unit ; settlement