

刚性桩复合地基沉降计算的简化方法

杨光华^{1,2,3}, 范 泽¹, 姜 燕^{2,3}, 张玉成^{2,3}

(1. 华南理工大学 土木与交通学院, 广东 广州 510640; 2. 广东省水利水电科学研究院, 广东 广州 510610;
3. 广东省水利水电科学研究院 广东省岩土工程技术研究中心, 广东 广州 510610)

摘 要: 既简便又具有较好精度的刚性桩复合地基沉降计算方法仍是工程实践中迫切需要而又有待于解决的问题, 文中提出了一个解决的简化方法。在刚性桩复合地基中, 由于桩间土荷载水平不高, 将桩间土荷载-沉降曲线近似为线性。当桩的荷载水平不高时, 对桩的沉降可按线性考虑, 线性关系可按线弹性方程计算得到。若桩可能进入非线性甚至塑性, 则假设桩的荷载-沉降曲线满足双曲线规律, 可较好地考虑桩的非线性沉降过程。通过计算单桩承载力特征值下的沉降, 然后通过双曲线方程特点得到桩的非线性沉降方程。对于有单桩静载试验的情况, 提出直接利用单桩试验曲线建立单桩的双曲线方程。最后依据共同作用时桩和桩间土的变形协调条件和静力平衡方程, 即可计算其实际基础下复合地基的沉降, 从而得到一个刚性桩复合地基沉降计算的简化方法。工程实例表明, 简化方法是方法既简便又具有较好的精度, 可为工程实践提供一个有效实用的计算方法。

关 键 词: 刚性桩复合地基; 桩土变形协调; 双曲线模型; 沉降计算

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598-(2015) 增 1-0076-09

A simplified method for calculating settlement of rigid pile composite foundation

YANG Guang-hua^{1,2,3}, FAN Ze³, JIANG Yan^{2,3}, ZHANG Yu-cheng^{2,3}

(1. School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou, Guangdong 510640, China;

2. Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou, Guangdong 510610, China; 3. The Geotechnical Engineering Technology Center of Guangdong Province, Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou, Guangdong 510610, China)

Abstract: To find a simple and precise method for rigid pile composite foundation is still an urgent problem which is not resolved as yet. A simplified method for calculating its settlement is proposed. The settlement of soil between piles was assumed linear due to the bearing capacity of soil between piles play a little in rigid-pile composite foundation. When the load level of pile is not high, the settlement of pile can be considered linear. If the pile may enter nonlinear even plastic, the load-settlement curve of pile is deemed to satisfy hyperbolic law; thus the nonlinear process of pile can be well considered. According to the mathematic property of hyperbolic equation, the nonlinear load-settlement equation can be deduced by the settlement under the characteristic values of bearing capacity of single pile. For the composite foundation with loading test, the hyperbolic equation of pile can be established by directly using the test curve. Based on the deformation coordination between soil and piles and the static equilibrium equation, the actual foundation settlement can be calculated. On the whole, it is a simplified method for calculating settlement of rigid piles composite foundation. By case studies this method is demonstrated to be not only simple but also be precise and can provide an effective and practical calculation method for engineering practice.

Keywords: rigid-pile composite foundation; deformation coordination between soil and piles; hyperbolic model; settlement calculation

1 引 言

刚性桩复合地基在提高地基承载力和控制沉降等方面具有明显的效果, 质量较可靠, 可充分利用

地基的承载力, 在高层建筑、交通、水利等土木工程中得到了广泛的应用。刚性桩主要有钢筋混凝土桩、素混凝土桩、预应力管桩、水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 和钢管桩等桩型。随着建筑物高度的增

加以及结构形式的多样性和复杂性,对基础的沉降和变形提出了更为严格的控制指标,无疑对地基沉降计算的准确性提出了更高的要求。目前对于刚性桩复合地基的沉降计算,工程实践中比较实用的有代表性和权威的方法仍是几个规范方法。

2 技术规范

2.1 建筑地基处理技术规范

《建筑地基处理技术规范》^[1]规定可采用分层总和法进行刚性桩复合地基的沉降计算。加固区沉降 S_1 按复合模量法计算,考虑到桩尖处应力集中范围有限,下卧土层内的应力分布可按褥垫层上的总荷载计算,即作用在褥垫层底面的应力仍假定为均匀分布^[2],并根据通用的半无限空间 Boussinesq 解求出复合地基下卧层顶面的附加应力,由此计算下卧层沉降 S_2 。加固区的复合模量按式(1)计算。

$$E_{sp} = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} E_s \quad (1)$$

$$\text{令} \quad \zeta = f_{spk} / f_{ak}$$

$$S = \psi_s \left[\sum_{i=1}^{n_1} \frac{p_0}{\zeta E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \right] \quad (2)$$

式中: f_{spk} 为复合地基承载力的特征值; f_{ak} 为基础底面下天然地基承载力的特征值; E_s 为基础底面下各层土的压缩模量; p_0 为复合地基基础底面附加应力; ψ_s 为沉降计算经验系数,由计算深度内压缩模量的当量值 $\bar{E}_s$ 按表 1 取值。该方法由于简便,应用最多。复合模量法的精度取决于确定承载力特征值误差,尤其对 f_{spk} 与 f_{ak} 相差较大时会存在较大误差的可能。沉降经验系数 ψ_s 也是一个对精度影响较大的因素,这是理论无法解决的经验。

表 1 沉降计算经验系数 ψ_s

Table 1 Empirical coefficient of settlement calculation ψ_s

$\bar{E}_s$ /MPa	4.0	7.0	15.0	20.0	35.0
ψ_s	1.0	0.7	0.4	0.25	0.2

2.2 复合地基技术规范

《复合地基技术规范》^[3]规定刚性桩复合地基加固区沉降 S_1 采用桩身压缩量法,下卧层沉降 S_2 采用等效实体法。

加固区沉降按桩身压缩量法确定,并引入桩体压缩经验系数,按下式计算:

$$S_1 = \psi_p \frac{Ql}{E_p A_p} \quad (3)$$

式中: Q 为桩顶附加荷载; l 为桩长; E_p 为桩体压缩模量; A_p 为单桩截面积; ψ_p 为刚性桩桩体压缩经验系数,宜综合考虑刚性桩长细比、桩端刺入量,根据地区实测资料及经验确定。

下卧层沉降计算采用等效实体法,将复合地基加固区等效为一个实体基础,如图 1 所示。图中符号意义见式(5)解释。

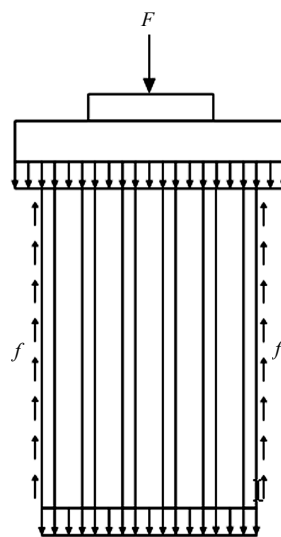


图 1 等效实体法

Fig.1 Equivalent entity method

$$S_2 = \psi_{s2} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{E_{si}} \Delta z_i \quad (4)$$

式中: Δp_i 为第 i 层土的平均附加应力增量; Δz_i 为第 i 层土的厚度; E_{si} 为基础底面下第 i 层土的压缩模量; ψ_{s2} 为复合地基加固区下卧土层压缩变形量计算经验系数,根据复合地基类型地区实测资料及经验确定。

下卧层顶面的附加应力可表示为

$$p_z = \frac{LBp_0 - (2a_0 + 2b_0)hf}{LB} \quad (5)$$

式中: p_0 为复合地基加固区顶部的附加应力; L 为基础长度; B 为基础宽度; a_0 为基础长度方向桩的外包尺寸; b_0 为基础宽度方向桩的外包尺寸; f 为复合地基加固区桩侧摩阻力。

此外,除满足上述规定外,刚性桩复合地基沉降经验系数按表 2 取值。

该方法以桩身的压缩变形作为的加固区沉降一般会偏小,对于刚性桩,桩身压缩量是很小的。而

经验系数 ψ_p 没有具体经验对计算精度是更难把握的, 实际操作性不如《建筑地基处理技术规范》方法方便。同样, 式 (4) 与式 (2) 一样, 采用了变化范围较大的经验系数。

表 2 沉降计算经验系数 ψ_s

$\bar{E}_s$ /MPa	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
ψ_s	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

2.3 广东省地基处理技术规范

广东省《建筑地基处理技术规范》^[4]认为刚性桩复合地基变形可按桩及桩间土分别计算。

(1) 桩间土的变形计算

桩间土的变形量可按分层总和法:

$$S_s = \psi_s S'_s = \psi_s p_0 \sum_{i=1}^n \frac{z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}}{E_{si}} \quad (6)$$

式中: p_0 为基底附加应力, 可取 $p_0 = (0.8 \sim 1.0)(1-m)f_{sk}$, f_{sk} 为桩间土天然地基承载力特征值的经验值; m 为复合地基的置换率。

(2) 桩的变形计算

将桩的变形 S_p 分为桩顶垫层的压缩 S_{p1} , 桩体压缩以及桩端的刺入和压缩变形 S_{p2} 。

$$\left. \begin{aligned} S_p &= S_{p1} + S_{p2} \\ S_{p1} &= \frac{R_a h_c}{E_c A_p} \\ S_{p2} &= \frac{1}{2} \left[\frac{(p_p + q_p) l}{E_p} + \frac{D q_p}{E_0} \right] \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中: S_{p1} 为桩顶与基础间垫层的压缩变形; S_{p2} 为桩身压缩与桩端的刺入变形; h_c 为垫层厚度; E_c 为垫层压缩模量; p_p 为桩顶压应力, 取为桩的承载力特征值时的桩顶压应力; q_p 为桩底持力层端阻力, D 为桩径或桩边长; E_0 为桩端持力层的变形模量。

(3) 当桩间土的变形计算值 S_s 与桩的变形计算值 S_p 相差不超过 30% 时, 可取 $\max\{S_s, S_p\}$ 作为刚性桩复合地基的变形计算值。

(4) 当 S_s 与 S_p 相差大于 30% 时, 可参考现场荷载试验结果调整计算参数。有可靠经验时, 也可依时间情况对计算结果进行调整。

广东省规范对桩的沉降计算相对较可靠, 不需要太多的经验系数。但对桩土的共同协调作用考虑不很够, 同时当 S_s 与 S_p 相差大于 30% 时没有处理的办法, 对于桩间土偏软和地基附加应力较大时会经常遇到, 是一个桩土共同作用的问题。

这些规范方法对天然地基的沉降计算还是沿着传统的经验系数法^[5], 传统地基的经验系数法主要是考虑土体取样扰动的影响而采用小于 1 的折减系数, 误差还是较大的^[6]。

对于刚性桩复合地基的工程沉降计算, 目前还是缺乏较好的方法, 仍是经验性为主的算法。文献[7-8]提出了一些较好的计算方法, 但偏于复杂, 工程实际中不够方便。因此, 简便、实用、有效的刚性桩复合地基设计计算方法仍然是工程中迫切需要的, 本文试图提出一个解决的方法。

3 基于桩土变形协调的独立算法

对于刚性桩复合地基, 可将桩、土视为两个相对独立的受力体系。桩间土在荷载水平不大时其荷载沉降曲线弯曲不明显, 可以认为其近似呈线性。计算桩间土在荷载 $p_0 = f_{sk}$ 时的沉降 S_k , 桩间土在荷载为 p_s 时的沉降可表示为 $S_s = \frac{p_s}{f_{sk}} S_k$, 如图 2 中直线 S_s 所示。

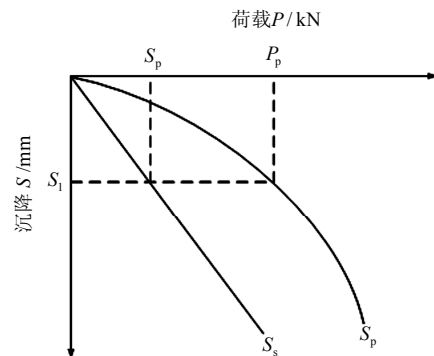


图 2 刚性桩复合地基沉降计算模型

Fig.2 Settlement calculation model of rigid-pile composite foundation

对于单桩沉降, 将桩的沉降分为桩顶垫层的压缩 S_u , 桩身压缩 S_c , 桩端刺入和桩端下土层的压缩 S_d 。其计算式为

$$\left. \begin{aligned} S_u &= \frac{Q_p h_c}{E_c A_p} \\ S_c &= \frac{(Q_p + Q_b) L}{2 E_p A_p} \\ S_d &= \frac{p_b D (1 - \mu^2) \omega}{E_b} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中: Q_p 为桩顶荷载; A_p 为桩身截面积; Q_b 为桩端荷载; E_p 为桩身压缩模量; p_b 为桩端应力; μ 为桩端土泊松比; E_b 为桩端土变形模量; ω 为几何形

状系数, 其他符号意义同前。

当考虑桩有可能进入非线性变形时, 可假设单桩 $Q-S_p$ 方程为双曲线关系, 这是考虑桩端土层承载力不很高时的情况; 若桩端土层承载力较高或处于强风化岩层等时, 可考虑桩的沉降为线性关系。

(1) 若单桩的荷载沉降 $Q-S_p$ 曲线为双曲线关系

$$Q = \frac{S_p}{a + bS_p} \quad (9)$$

式中: a 、 b 、 c 为单桩 $Q-S_p$ 方程系数。

通过式 (8) 可求取桩顶荷载 $Q_p = R_a$ 时的沉降 S_a , 同时假定单桩极限承载力 $Q_u = 2R_a$, 可解得参数 a 、 b :

$$b = \frac{1}{Q_u}; \quad a = \frac{S_a}{R_a} - \frac{S_a}{Q_u} = \frac{S_a}{2R_a} \quad (10)$$

(2) 若单桩的荷载沉降 $Q-S_p$ 为线性关系

$$S_p = cQ \quad (11)$$

通过式 (8) 可求取桩顶荷载 $Q_p = R_a$ 时的沉降 S_a , 可得单桩 $Q-S_p$ 方程系数:

$$c = \frac{S_a}{R_a} \quad (12)$$

进而获得单桩 $Q-S_p$ 曲线。当然, 单桩 $Q-S_p$ 曲线也可通过单桩静载试验获得。

根据桩土变形协调条件和静力平衡方程, 可联立方程组求得刚性桩复合地基加固区的沉降 S_1 , 而下卧层沉降采用应力扩散法计算, 其中土层模量选用变形模量 E_0 。

设桩间土的沉降为 S_s , 桩顶沉降为 S_p , 则桩土变形协调条件为

$$S_s = S_p \quad (13)$$

当桩的沉降为双曲线关系时, 静力平衡方程为

$$\frac{S_s}{S_k} f_{sk} A_s + N \frac{S_p}{a + bS_p} = F \quad (14)$$

式中: A_s 为基础的面积。

当桩的沉降为线性关系时, 静力平衡方程为

$$\frac{S_s}{S_k} f_{sk} A_s + N \frac{S_p}{c} = F \quad (15)$$

式中: S_s 为加固区桩间土的沉降; S_p 为桩的沉降; S_k 为桩间土在荷载 $p_s = f_{sk}$ 时加固区的沉降; N 为复合地基的总桩数; F 为上部结构的总荷载。由 (13)、(14) 可求得当桩的沉降为双曲线方程时加固区的沉降, 由式 (13)、(15) 可求得当桩的沉降为线性关系时加固区的沉降。

基础的总沉降尚需加上加固区以下土体产生的沉降。

4 工程实例

4.1 工程概况

广东省大型芦苞水闸采用 CFG 桩进行地基处理, 底板采用整体混凝土板基础, 底板尺寸 (长×宽×厚) 为 92.0 m×22.0 m×2.0 m, 要求复合地基承载力特征值为 300 kPa。水闸底板尺寸、闸墩布置如图 3 所示。底板下布设 CFG 桩 451 根, 闸墩下间距为 2.0 m×2.0 m, 其余部位为 2.5 m×2.5 m。桩的平面布置如图 4 所示。桩端要求进入含砾砂层不少于 $3d$ (d 为 CFG 桩直径), $d = 500$ mm。闸室底板标高为 -2.50 m, 设 30.0 cm 粗砂褥垫层, 垫层模量为 80 MPa。桩顶标高为 -2.80 m, 桩长基本为等长, 平均桩长 22.0 m。水闸典型地质剖面如图 5 所示, 相应土层的物理力学参数见表 3。鉴于该水闸的重要性, 在工程桩施工前进行了系统的试验桩试验。分别进行了桩间土、天然地基、单桩和单桩复合地

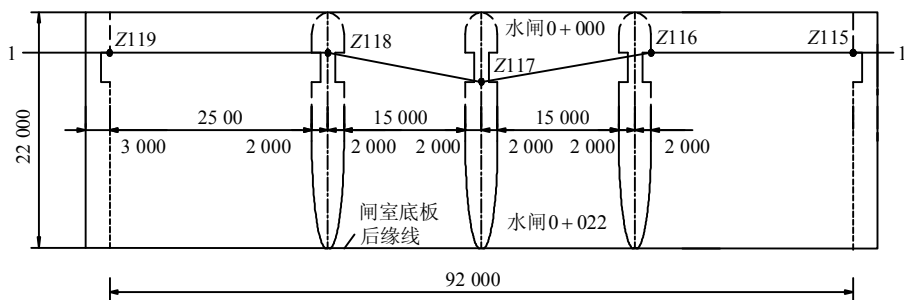


图 3 水闸闸室底板平面图(单位: mm)

Fig.3 Plan of foundation slab of sluice(unit: mm)

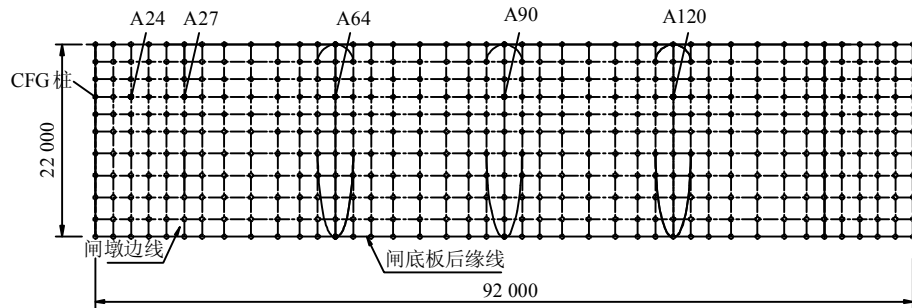


图 4 CFG 桩平面布置图(单位: mm)
Fig.4 Layout plan of CFG piles(unit: mm)

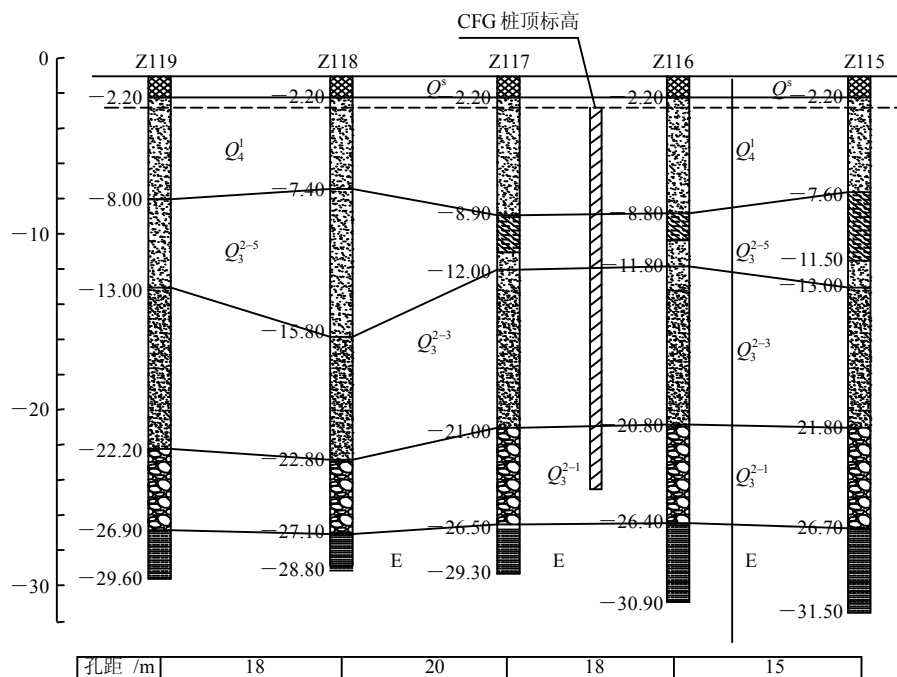


图 5 1-1' 地质剖面图(单位: m)
Fig.5 Geological profile 1-1'(unit: m)

基的压板载荷试验, 桩间土和天然地基采用直径为 800 mm, 面积为 0.5 m² 的钢板, 单桩复合地基针对间距 2.0 m×2.0 m 进行, 采用的压板尺寸为 2.0 m×2.0 m, 厚 40 mm 的方形钢板, 相应试验位置的地质剖面图如图 6 所示, 土体参数见表 4。

表 3 水闸基础下土层的物理力学参数
Table 3 Mechanical parameters of soils under foundation of sluice

土层名称	c /kPa	ϕ /(°)	变形模量 E_0 /MPa	f_{ak} /MPa	q_{si} /kPa
含砾粗砂	0.0	25.0	25	160	30
淤质粘土	9.8	12.0	5	100	12
淤质细砂	6.0	24.0	15	130	8
中粗砂	0.0	32.0	35	240	24
含卵石粗砂	0.0	34.0	50	300	36
风化土	35.0	25.7	100		

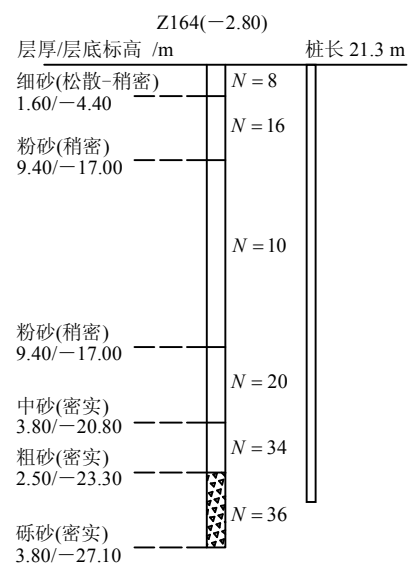


图 6 试验桩处地质剖面图
Fig.6 Geological profile of CFG pile test

表 4 试验桩处土体物理力学参数
Table 4 Physico-mechanical parameters of soils in CFG pile test

土层名称	c /kPa	φ /(°)	E_0 /MPa
细砂	0	25	20
中砂	0	30	40
粉砂	0	20	25
中砂	0	32	50
粗砂	0	34	60
砾砂	0	36	90

4.2 单桩 $Q-S_p$ 曲线的计算

依据表 3 可求得单桩的承载力特征值：

$$R_a = u_p \sum q_{si} l_i + \alpha q_p A_p = 1.571 \times (30 \times 6 + 12 \times 1.5 + 8 \times 1.5 + 24 \times 9 + 36 \times 4) + 1.0 \times 1\,800 \times 0.196 = 1\,248.783 \text{ kN} \quad (16)$$

根据式 (8) 可得单桩在荷载为 R_a 时的沉降 $S_a = 37.076 \text{ mm}$ 。

若单桩 $Q-S_p$ 为双曲线关系，由双曲线模型^[9]，对单桩 $Q-S_p$ 的关系可表示为

$$\frac{S_p}{Q} = a + b S_p \quad (17)$$

由式 (17) 拟合反算可得， $a = S_a / 2R_a = \frac{37.076}{2 \times 1\,248.783} = 0.014\,84$ ， $b = \frac{1}{Q_u} = \frac{1}{2 \times 1\,248.783} = 4.004 \times 10^{-4}$ 。

若单桩 $Q-S_p$ 为线性关系，单桩 $Q-S_p$ 的关系可表示为

$$\frac{S_p}{Q} = c; \quad c = \frac{S_a}{R_a} = \frac{37.076}{1\,248.783} = 0.029\,69 \quad (18)$$

计算得到的单桩 $Q-S_p$ 曲线与单桩静载试验结果如图 7 所示。当荷载小于 1 200 kN 时，无论按线

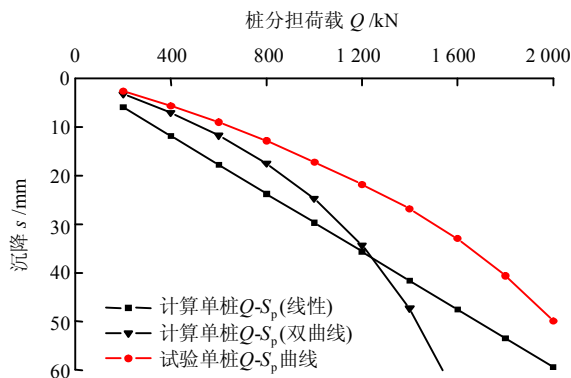


图 7 单桩 $Q-S_p$ 对比

Fig.7 Comparison of $Q-S_p$ curves of single pile

性或非线性计算单桩的沉降与试验单桩沉降差距不大，可基本上认为在承载力完全发挥时单桩沉降计算值与试验的理论值比较接近。

4.3 《建筑地基处理技术规范》计算刚性桩复合地基沉降

依据表 3 可求得单桩的承载力特征值：

$$R_a = u_p \sum q_{si} l_i + \alpha q_p A_p = 1.571 \times (30 \times 6 + 12 \times 1.5 + 8 \times 1.5 + 24 \times 9 + 36 \times 4) + 1.0 \times 1\,800 \times 0.196 = 1\,248.783 \text{ kN} \quad (19)$$

根据式 (8) 可得单桩在荷载为 R_a 时的沉降 $S_a = 37.076 \text{ mm}$ 。

按照《建筑地基处理技术规范》，当水闸底板附加应力 $p_0 = 300 \text{ kPa}$ 为复合地基设计承载力特征值，则水闸底板实际基础的沉降计算见表 5 (规范法)。

表 5 CFG 桩复合地基沉降计算表
Table 5 Settlement calculation of CFG piles composite foundation (by the method in code)

土层名称	z_i /m	α_i	E_{si} /MPa	ζE_{si} /MPa	$\Delta S'_i$ /mm
含砾粗砂	0.0	1.000 0	8.0	15.63	
含砾粗砂	6.0	0.985 3	8.0	15.63	66.747
淤质粘土	7.5	0.974 6	3.9	9.95	23.887
淤质细砂	9.0	0.961 9	6.1	13.32	17.550
中粗砂	18.0	0.854 3	9.6	15.56	78.807
含卵石粗砂	22.0	0.805 0	12.0	17.86	24.267
	23.6	0.786 2	12.0	12.00	14.919
风化土	27.1	0.746 8	18.0	18.00	19.834
	28.1	0.736 0	18.0	18.00	5.221
Σ					251.23

$$\Delta S'_n = 5.221 \text{ mm} \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S'_i = 6.281 \text{ mm} \quad (20)$$

即计算深度已经满足规范要求。

查表得沉降经验系数 $\psi_s = 0.326$ ，故复合地基总沉降量：

$$S = \psi_s \sum_{i=1}^n \Delta S'_i = 0.326 \times 251.232 = 81.984 \text{ mm} \quad (21)$$

4.4 广东省《建筑地基处理技术规范》计算刚性桩复合地基沉降

按照广东省标准《建筑地基处理技术规范》计算水闸底板实际基础的沉降。

桩间土沉降计算见表 6，其中基底附加应力取

$$p_0 = 0.9(1-m)f_{sk} = 182.492 \text{ kPa} \quad (22)$$

$$\Delta S'_n = 4.494 \text{ mm} \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S'_i = 10.956 \text{ mm} \quad (23)$$

即计算深度已经满足规范要求。查表得沉降经验系

数 $\psi_s = 0.879$, 故桩间土变形:

$$S_s = \psi_s \sum_{i=1}^n \Delta S'_i = 0.879 \times 438.22 = 385.196 \text{ mm} \quad (24)$$

表 6 桩间土沉降计算表(广东地基处理规范)

Table 6 Settlement calculation of the soil between piles

土层名称	z_i /m	$\bar{\alpha}_i$	E_{si} /MPa	$\Delta S'_i$ /mm
含砾粗砂	0.0	1.000 0	8.0	
含砾粗砂	6.0	0.985 3	8.0	134.85
淤质粘土	7.5	0.974 6	3.9	65.422
淤质细砂	9.0	0.961 9	6.1	40.307
中粗砂	18.0	0.854 3	9.6	127.76
含卵石粗砂	22.0	0.805 0	12.0	35.468
	23.6	0.786 2	12.0	12.839
风化土	27.1	0.746 8	18.0	17.069
	28.1	0.736 0	18.0	4.494
Σ				438.22

桩的变形量计算:

由式(7)中第 2、3 式得桩顶与基础间垫层的压缩变形:

$$S_{p1} = \frac{R_a h_c}{E_c A_p} = \frac{1\ 248.783 \times 0.3}{80 \times 0.196} = 23.893 \text{ mm} \quad (25)$$

桩身与桩端土层的变形量:

$$S_{p2} = \frac{1}{2} \left[\frac{(p_p + q_p)l}{E_p} + \frac{Dq_p}{E_0} \right] = 20.238 \text{ mm} \quad (26)$$

从而桩的变形量 $S_p = S_{p1} + S_{p2} = 44.131 \text{ mm}$ 。

显然桩间土的变形量 S_s 与桩的变形量 S_p 差距远大于 30%, 需要根据实际情况凭经验取值。可见按照广东省标准《建筑地基处理技术规范》仍然无法计算该复合地基的沉降。且其计算的桩间土沉降明显偏大很多。

4.5 基于桩土变形协调的独立算法

(1) 求取加固区桩间土荷载-沉降曲线 (p - S_s 曲线) 方程。

对于桩间土, 荷载水平不大时其荷载-沉降曲线弯曲不明显, 可认为其近似呈线性。采用变形模量 E_0 按照

$$\Delta S_i = \frac{p_{i-1} + p_i}{2E_0} \Delta z_i \quad (27)$$

计算在荷载 $p_0 = f_{sk}$ 时 CFG 桩复合地基加固区桩间土的沉降 S_k , 计算结果见表 7。

由表 4 中计算得到 $S_k = 181.564 \text{ mm}$ 。则桩间土 P_s - S_s 曲线方程为

表 7 加固区桩间土沉降计算

Table 7 Settlement calculation of soil between piles in reinforced area

土层名称	z_i /m	$\bar{\alpha}_i$	E_0 /MPa	$\Delta S'_i$ /mm
含砾粗砂	0.0	1.000 0	25.0	
含砾粗砂	6.0	0.985 3	25.0	50.141
淤质粘土	7.5	0.974 6	5.0	59.294
淤质细砂	9.0	0.961 9	15.0	19.046
中粗砂	18.0	0.854 3	35.0	40.719
含卵石粗砂	22.0	0.805 0	40.0	12.364
Σ				181.56

$$\left. \begin{aligned} P_s &= \frac{S_s}{S_k} f_{sk} A_s \\ P_s &= \frac{S_s}{181.564} \times 212.046 \times 1\ 935.446 = 2\ 260.376 S_s \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

(2) 计算单桩荷载-沉降曲线方程

① 若单桩 Q - S_p 为双曲线关系。按照式(8)计算桩顶荷载 $Q_p = R_a$ 时的沉降 S_a , 并假定桩单桩极限承载力 $Q_u = 2R_a$, 即可求得单桩的荷载沉降方程。

根据双曲线模型法^[9], 对单桩静载试验结果的荷载 Q 和沉降 S_p 可表示为式(17), 进行拟合反算得单桩 Q - S_p 曲线方程:

$$Q = \frac{S_p}{a + bS_p}, \quad a = 0.014\ 84, \quad b = 0.000\ 400\ 4 \quad (29)$$

② 若单桩 Q - S_p 为线性关系:

按照式(8)计算桩顶荷载 $Q_p = R_a$ 时的沉降 S_a , 可求得单桩 Q - S_p 曲线方程为

$$\left. \begin{aligned} S_p &= cQ \\ c &= 0.029\ 69 \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

分别采用计算单桩 Q - S_p 曲线(线性和双曲线)和试验单桩静载结果计算实际基础下的水闸底板沉降, 并与观测沉降比较。

(3) 根据桩土变形协调条件和静力平衡方程即可解得加固区沉降 S_1

① 若单桩 Q - S_p 为双曲线关系。联立式(13)、(14)可解得加固区沉降 $S_1 = 33.202 \text{ mm}$, 其计算结果如图 8 所示。图中, Q 为桩分担荷载(kN); p 为土体荷载(kPa)。此时单桩分担荷载为 1 179.94 kN, 土分担的荷载压力为 38.78 kPa。显然, 土的承载力未充分发挥, 由桩土的相对刚度决定的。

下卧层沉降按照应力扩散法计算, 可求得下卧层沉降 $S_2 = 11.613 \text{ mm}$, 则按照单桩 Q - S_p 为双曲线关系计算该水闸基础总沉降为 44.81 mm。

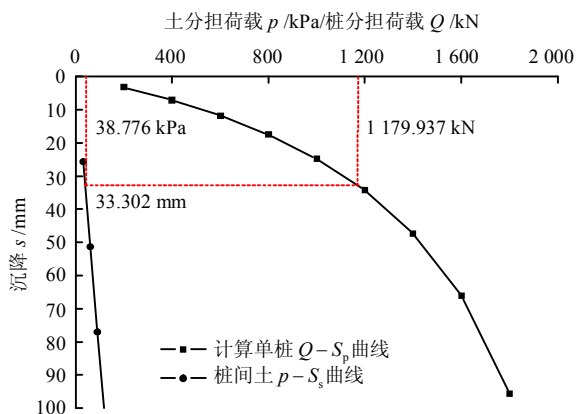


图 8 桩土荷载-沉降曲线(双曲线)

Fig.8 Load-settlement curves of piles and soil(hyperbolic)

② 若单桩 $Q-S_p$ 为线性关系: 联立式(13)、(15)可解得加固区沉降 $S_1 = 34.795$ mm, 其计算结果如图 9 所示。此时单桩分担的荷载为 1171.95 kN, 土分担的荷载压力为 40.64 kPa。

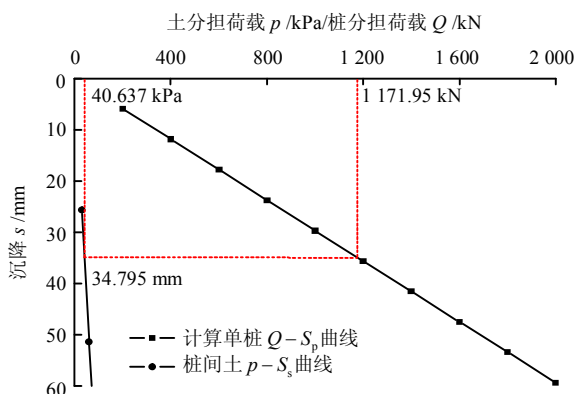


图 9 桩土荷载-沉降曲线(线性)

Fig.9 Load-settlement curves of piles and soil

下卧层沉降按照应力扩散法计算, 可求得下卧层沉降 $S_2 = 11.613$ mm, 则按照单桩 $Q-S_p$ 为线性关系计算该水闸基础总沉降为 46.41 mm。

对于该工程, 已有单桩静载试验结果见表 8。实际基础下设置了褥垫层, 在计算实际基础的沉降

时, 单桩的沉降曲线需考虑垫层的压缩。按照单桩静载试验结果计算的复合地基沉降结果如图 10 所示。此时桩分担的荷载为 1233.53 kN, 土分担的荷载压力为 26.29 kPa。计算得到加固区沉降 $S_1 = 22.509$ mm, 而下卧层沉降 $S_2 = 11.613$ mm, 复合地基总沉降 $S = 34.12$ mm。

表 8 单桩静载试验结果
Table 8 Results of single pile load test

荷载 Q /kN	累积沉降 S /mm	垫层压缩 /mm	总沉降 S /mm
200	0.72	1.91	2.63
400	1.85	3.82	5.67
600	3.27	5.73	9.00
800	5.22	7.64	12.86
1 000	7.69	9.55	17.20
1 200	10.36	11.46	21.82
1 400	13.47	13.37	26.84
1 600	17.70	15.28	32.98
1 800	23.45	17.19	40.64
2 000	30.83	19.10	49.93

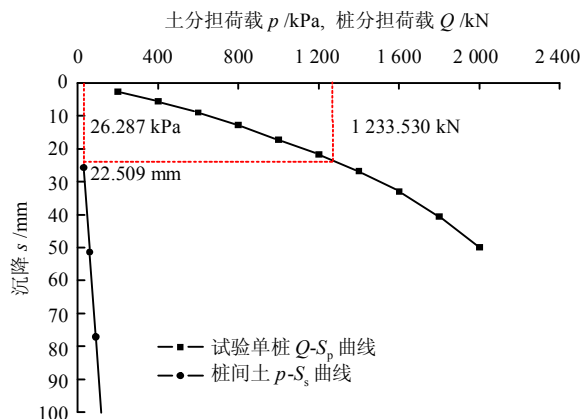


图 10 复合地基桩土荷载-沉降曲线

Fig.10 Load-settlement curves of composite foundation piles and soil

实测水闸底板各点沉降如图 11 所示。按照桩土变形协调的独立算法, 若单桩 $Q-S_p$ 为双曲线, 计算复合地基沉降为 44.81 mm; 若单桩 $Q-S_p$ 为线性

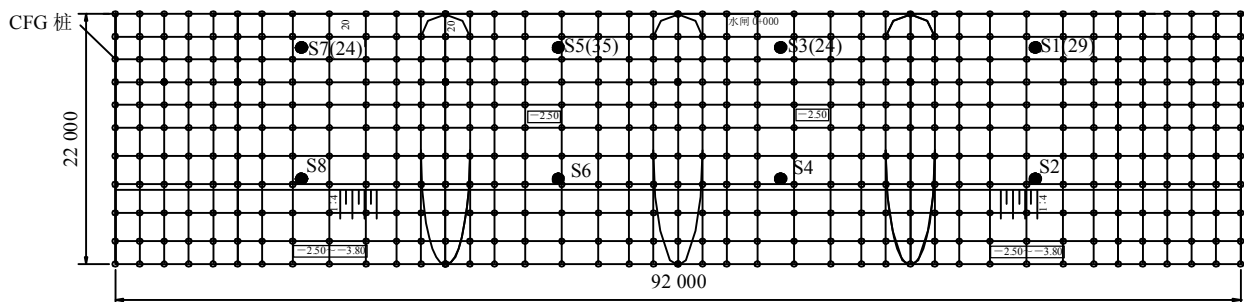


图 11 水闸沉降观测结果(单位: mm)

Fig.11 Results of measured settlements of sluice foundation(unit: mm)

关系, 计算复合地基沉降为 46.41 mm。而按试验单桩 $Q-S_p$ 曲线计算复合地基沉降为 34.12 mm, 均与实测值较为接近。可见按照计算单桩 $Q-S_p$ 曲线计算复合地基沉降的方法是可行的, 且有较好的计算精度。但按照试验单桩 $Q-S_p$ 曲线计算则更为准确。而按规范方法的复合模量法计算的基础沉降为 81.984 mm, 显然与实测值差距较大。说明本文的简化方法还是比较有效的。

另一方面, 从桩土荷载分担情况上看, 土分担的荷载偏小了, 说明桩的刚度偏大, 土的刚度偏小。要使土能合理分担更多荷载, 可增加褥垫层厚度减小桩的刚度, 使沉降适当增加会有更好的效果^[8]。

5 结 语

刚性桩复合地基的沉降计算一直缺乏简便实用的计算方法, 关键在于参数的选取和计算模型的选择。现有较为实用和常用的规范方法对桩土共同作用考虑不足, 本文所提出的方法能较好地考虑桩土共同作用, 桩土的沉降在常规设计荷载下可按线性方法计算, 当桩的荷载较大时也可考虑桩的非线性沉降。这种方法简便, 参数简单, 结果具有较好的计算精度, 可为刚性桩复合地基的沉降计算提供一种工程上的简便实用新方法。

参 考 文 献

- [1] 中国建筑科学研究院. JGJ 79-2012 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [2] 王慧萍. 刚性桩复合地基沉降计算方法的探讨[J]. 河北建筑科技学院学报, 2005, 22(2): 37-41.
- [3] 浙江大学. GB/T 50783-2012 复合地基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [4] 广州市建筑科学研究院. DBJ 15-38-2005 建筑地基处理技术规范[S]. 广州: 广东省建设厅, 2005.
- [5] 中国建筑科学研究院. GB 50007-2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [6] 杨光华. 地基沉降计算的新方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(4): 679-686.
- [7] 池跃君, 宋二祥, 陈肇元. 刚性桩复合地基沉降计算方法的探讨及应用[J]. 土木工程学报, 2003, 36(11): 19-23.
- [8] CHI Yue-jun, SONG Er-xiang, CHEN Zhao-yuan. An simplified method for settlement of rigid-pile composite foundation[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2003, 36(11): 19-23.
- [9] 杨光华, 苏卜坤, 乔有梁. 刚性桩复合地基沉降计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(11): 2193-2200.
- [10] YANG Guang-hua, SU Bu-kun, QIAO You-liang. Method for calculating settlement of rigid-pile composite foundation[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2009, 28(11): 2193-2200.
- [11] 杨光华. 基础非线性沉降变形计算的双曲线模型法[J]. 地基处理, 1997, 8(1): 50-53.
- [12] YANG Guang-hua. Hyperbolic model method of foundation nonlinear settlement calculation[J]. **Ground Improvement**, 1997, 8(1): 50-53.
- [13] WANG Hui-ping. Discussion about calculation methods for settlement of rigid-pile composite foundation[J]. **Journal of Hebei Institute of Architectural Science and Technology**, 2005, 22(2): 37-41.
- [14] LADE P V. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces[J]. **International Journal of Solids and Structures**, 1977, 13: 1019-1035.
- [15] LADE P V, WANG Q. Analysis of shear banding in true triaxial tests on sand[J]. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 2001, 127(8): 762-768.
- [16] ABELEV A V, LADE P V. Effects of cross-anisotropy on three-dimensional behavior of sand. part I. Stress-strain behavior and shear banding[J]. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 2003, 129(2): 160-166.
- [17] LADE P V, ABELEV A V. Effects of cross-anisotropy on three-dimensional behavior of sand. part II. Volume change behavior and failure[J]. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 2003, 129(2): 167-174.
- [18] 陈昌禄. 真三轴条件下结构性黄土的强度规律及强度准则的适应性分析[学位论文 D]. 西安理工大学, 2011.
- [19] 于清高, 邵生俊, 余芳涛, 等. 真三轴条件下 Q_2 黄土的破坏模式与强度特性研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(1): 66-70.
- [20] YU Qing-gao, SHAO Sheng-jun, SHE Fang-tao, et al. Research on failure modes and strength characteristics of Q_2 loess under true triaxial condition source[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(1): 66-70.

上接第 70 页