

带锥形桩帽复合地基桩土应力比计算及其数值模拟

赵明华[†] 徐泽宇 张承富

(湖南大学 土木工程学院 湖南 长沙 410082)

摘要 针对锥形桩帽桩的几何特点、桩-土差异变形以及路堤填土内的土拱效应,考虑桩顶刺入路堤、桩端刺入下卧层,推导了路堤荷载下带锥形桩帽复合地基的桩土应力比计算公式.同时运用有限差分软件(FLAC3D)建立了数值模型试验,试验结果表明,随着锥形桩帽的锥角从 5.7° 增大到 14° ,桩土应力比的数值模拟值从3.06减小到2.08,公式计算值从3.13减小到2.19,桩土应力比的理论值与数值计算结果吻合良好,相对误差在2.01%~6.44%范围内,从而验证了文中方法的合理性.同时对比了等截面桩、常规带帽桩和锥形桩帽桩对路堤沉降的影响,桩顶截面尺寸相同时,带锥形桩帽复合地基的沉降值较小.

关键词 道路工程;复合地基;路堤;锥形桩帽桩;桩土应力比

中图分类号 TD853.34

文献标志码 A

Calculation and Numerical Simulation on Pile-soil Stress Ratio of Composite Foundation with Taper-capped Pile

ZHAO Minghua[†], XU Zeyu, ZHANG Chengfu

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract According to the geometry characteristics of tapered pile cap, differential deformation of pile-soil and soil arching effect in embankment, the pile-soil stress ratio calculation formula for the composite foundation with tapered pile cap was deduced, taking into account the behavior of pile top piercing the embankment and pile end punching the soft substratum. Numerical model was established by using finite difference software (FLAC3D). The numerical results of the pile-soil stress ratio decrease from 3.06 to 2.08 as the taper angle increases from 5.7° to 14° , and the calculated results decrease from 3.13 to 2.19 accordingly. The relative error falls within the range of 2.01%~6.44%, which indicates that the calculated value of pile-soil stress ratio is consistent with the simulation value. Furthermore, the effects of equal section piles, conventional pile with cap and taper-capped pile on the settlement of embankment were compared. With the same size of the top section of the pile, the composite foundation with tapered pile cap exhibits a smaller settlement value.

Key words road engineering; composite foundation; embankment; taper-capped pile; pile-soil stress ratio

* 收稿日期 2019-01-02

基金项目 国家自然科学基金资助项目(51478187), National Natural Science Foundation of China(51478187)

作者简介 赵明华(1956—),男,湖南邵阳人,湖南大学教授,博士生导师

[†] 通讯联系人 E-mail: mhzhaohd@21cn.com

锥形桩帽桩是相对于等截面桩的一种变截面桩,由于其具有良好的承载传力结构特性,在路堤及车辆荷载作用下,能够通过倾斜的桩身将其所承受的一部分垂直荷载转换成作用在桩周土上的水平推力,同时也增大了桩侧摩阻力,提高桩的承载能力.锥形桩帽桩锥帽部分的受力特征与锥形桩相似,国内外学者关于锥形桩开展了一系列研究:何杰等^[1-4]研究发现,锥形桩的承载能力高于等截面桩. Ladanyi 和 Guichaoua^[5]在永久性冻土中分别进行了锥形桩、等截面桩的载荷试验,研究结果表明锥形桩的承载性状优于等截面桩. Sawaguchi^[6]在砂土中进行模型试验研究,试验结果表明锥角能有效减少负摩阻力.刘杰等^[7]研究了锥形桩在桩顶施加竖向荷载作用下的极限承载力、桩侧摩阻力及桩端阻力的发展规律.在此基础上,刘杰等^[8]采用夯实水泥土锥形桩复合地基加固软土地基,得到了合理的锥角范围.胡向奎等^[9]结合实际工程,推导了锥形桩复合地基承载力及沉降计算公式. Dias 等^[10]对锥形桩帽桩的施工进行了说明,表明该工艺施工方便,能有效节省时间和钢筋与混凝土的用量,并用数值模拟方法对其与等截面桩进行了对比,对比了不同桩帽大小情况下路堤沉降量和最大弯矩值的差异,但是未对该桩型的作用机理进行研究.

桩土应力比是反映柔性基础下刚性桩复合地基工作状态的重要参数,也是其承载力和沉降计算的重要指标.国内外众多学者开展了桩土应力比计算方法的研究,刘吉福^[11]基于上部路堤内外土柱在剪切应力作用下应力重分布解析模型,建立了桩土应力比公式;陈云敏等^[12]考虑了拱顶及拱脚土单元体实际可能的应力状态,对 Hewlett 的空间土拱效应分析方法进行了改进,得出了桩体荷载分担比计算公式;朱世哲等^[13]假设垫层为理想弹性体和理想弹塑性体两种情况,同时假设桩侧摩阻力均匀分布,推导了刚性桩复合地基桩土应力比计算公式;陈仁朋等^[14]建立了考虑土、桩、路堤变形和应力协调的平衡方程,分析了三者协调工作时荷载的传递特性,获得了桩土荷载分担比;曹卫平等^[15]基于室内模型试验,对桩承式加筋路堤的桩土应力比变化规律及其影响因素进行了系统的研究;谭慧明等^[16]考虑了加筋褥垫层与路堤填土的共同作用,基于小挠度弹性地基板理论,得到了求解等沉面高度、桩土应力、桩土差异沉降的计算公式;吕伟华等^[17]针对高速公路中的刚性桩支撑的桩承式路堤,综合考虑路堤中的土拱效应与加固区桩土相互作用,提出了一种桩土应力比

的计算方法,其适用于路堤填筑高度较高的情况.赵明华等^[18]引入大挠度环形薄板考虑加筋垫层的柔性筏板效应与拉膜效应,假设摩阻力与桩土相对位移呈双曲线关系,建立了路堤、水平加筋体、桩体、桩间土协调变形三维模型,获得了荷载分担比计算方法;杨明辉等^[19]将桩网复合地基划分为土工格栅、桩及桩间土单元体,考虑高填方段的土拱效应和薄膜处的荷载分担关系,得到了桩网复合地基桩土应力比计算公式.武崇福等^[20]根据垫层、桩、土变形协调方程,将桩侧摩阻力分布由试验曲线简化为线性模式,推导了中性点深度、桩顶平面处桩土应力比.赵明华等^[21]假设桩体向上刺入路堤的体积等于土拱区体积的压缩量,结合变形协调特性,获得了桩土应力比计算公式.

综上所述,尽管前人对桩承式路堤桩土应力比计算、锥形桩复合地基的工作性状等方面做了许多研究,但关于路堤荷载下带锥形桩帽复合地基的研究似尚未见报道.本文以带锥形桩帽复合地基等效单元为研究对象,根据桩土的沉降差异与上部路堤的荷载转移,考虑带锥形桩帽复合地基桩土相互作用,将复合地基分为路堤填土、加固区及下卧层三部分,并对这三部分进行分析得出路堤荷载下带锥形桩帽复合地基桩土应力比的计算方法.采用数值模拟对理论计算方法进行验证,同时分析带锥形桩帽复合地基桩土相互作用模式和锥角对路堤沉降以及桩身受力的影响,以期同类工程提供参考.

1 路堤部分计算分析

路堤部分计算参考刘吉福^[11]土柱模型,如图1所示,在路堤荷载作用下,由于桩、土压缩模量的差异性,在相同的荷载作用下,桩间土的压缩变形量大于桩顶的变形量,在桩顶平面处产生了沉降差 Δ_1 ,即桩间土上部填土相对于桩顶上部填土向下滑移了 Δ_1 .因此内外土柱之间会产生剪应力,外土柱受到向上的剪应力,相反内土柱受到向下的剪应力.外土柱通过剪应力将自身部分荷载转移到了桩顶上部填土中,即太沙基提出的土拱效应.这种变形差异随着距桩顶高度的增加而减小,当差异变形等于零时,其位置距离桩顶为 h_c .称此高度处平面为等沉面.

桩体上方填土简化为直径为 D 的圆柱体,桩间土上方填土简化为以桩体为中轴线的圆筒体,其等效直径为 d_c , $d_c = 1.05l$ (等边三角形布桩, l 为桩间距)或 $d_c = 1.128l$ (正方形布桩)^[13].

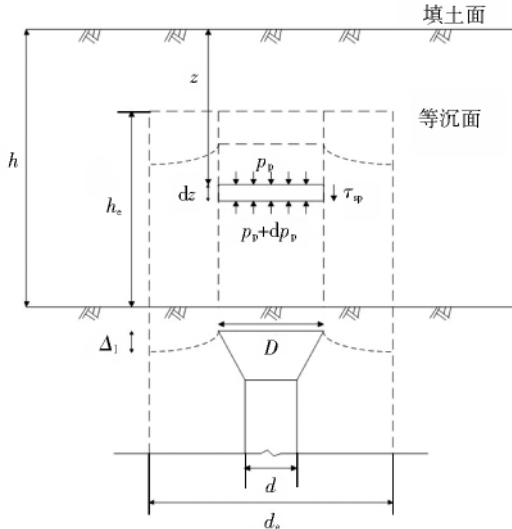


图 1 桩顶填土作用示意图

Fig. 1 Forces caused by the filling above the pile

取 z 轴零点在填土顶面,向下为正.从桩顶上部土柱中深度 z 处取 dz 厚度的单元进行竖向受力平衡分析可得

$$A_p p_p + A_p dp_p = A_p p_p + \gamma_t A_p dz + S f \beta p_h dz \quad (1)$$

式中 $A_p = \pi D^2/4$ D 为桩顶处的直径 p_p 为内土柱在 z 处竖向应力 γ_t 为填土容重 $S = \pi D$ $f = \tan \varphi_e$ φ_e 为外土柱填土的内摩擦角 β 为侧向摩擦力发挥程度系数,与内外土柱间相对位移大小有关,柱顶面为 1,等层面处为 0 p_h 为内外土柱 z 处的水平应力 $p_h = k_i p_p$ k_i 为内土柱填土水平土压力系数,刘吉福等^[11,14]建议 β 取值为 1 $k_i = \tan^2(45^\circ - \varphi_i/2)$ $\varphi_i = \varphi_e = \varphi$ 其中 φ_i 为内土柱填土的内摩擦角.因此由式(1)可得

$$A_p dp_p = (\gamma_t A_p + S f \beta p_h) dz \quad (2)$$

$$dp_p = \gamma_t dz + \frac{4 f k_i p_p}{D} dz \quad (3)$$

为了保证路面的平整度,通常情况路填土厚度都大于等沉面高度,即 $h > h_e$.对式(3)采用一阶线性微分方程求解,并引入边界条件:当 $z = h - h_e$ 时 $p_p = \gamma_t(h - h_e)$,可求得桩顶至等沉面任意截面处的内土柱竖向应力为

$$p_p = \frac{D \gamma_t}{4 f k_i} \left(e^{\frac{4 f k_i (z-h+h_e)}{D}} - 1 \right) + \gamma_t (h-h_e) e^{\frac{4 f k_i (z-h+h_e)}{D}} \quad (4)$$

$(h-h_e \leq z \leq h)$

由 z 平面处填土竖向受力平衡条件可得

$$\gamma_t z = m_0 p_p + (1 - m_0) p_s \quad (5)$$

式中 $m_0 = A_p/A_e$ 为置换率(桩顶) $A_e = \pi e_e^2/4$ 为等效加固面积(桩顶) p_s 为 z 处外土柱的竖向应力.

由式(5)可得

$$p_s = \frac{\gamma_t z - m_0 p_p}{1 - m_0} \quad (6)$$

联立式(4)、(6)可得

$$n = \frac{(1 - m_0) \left[\frac{D}{4 f k_i} \left(e^{\frac{4 f k_i h_e}{D}} - 1 \right) + (h-h_e) e^{\frac{4 f k_i h_e}{D}} \right]}{h - m_0 \left[\frac{D}{4 f k_i} \left(e^{\frac{4 f k_i h_e}{D}} - 1 \right) + (h-h_e) e^{\frac{4 f k_i h_e}{D}} \right]} \quad (7)$$

令路堤土的压缩模量为 E_c ,则桩顶平面处的桩土沉降差为

$$\Delta_1 = \int_{h-h_e}^h \frac{p_p - p_s}{E_c} dz = \frac{D \gamma_t}{4 f k_i E_c (1 - m_0)} \left(e^{\frac{4 f k_i h_e}{D}} - 1 \right) \left(\frac{D}{4 f k_i} + h - h_e \right) - \frac{\gamma_t h_e}{2 E_c (1 - m_0)} \left(\frac{D}{2 f k_i} + 2h - h_e \right) \quad (8)$$

式(7)、(8)仅有等沉面高度 h_e 这个未知数参量,而等沉面高度取决于土拱效应的发挥程度,即与桩土相互协调变形有关.这也是考虑桩承式路堤整体相互协调变形时将路堤与桩-土加固区连接的变形、应力连续条件.

2 加固区的计算分析

加固区如图 2 所示,图中 L_0 为桩帽高度 L_1 为中性点位置 L_p 为桩长 r_e 为等效半径 r_1 为桩帽顶半径 r_2 为桩帽底半径 α 为锥角.以桩顶为 z 轴零点,向下为正,加固区分三部分进行计算分析 $z = 0 \sim L_0$ 为桩帽区 $z = L_0 \sim L_1$ 为负摩阻力区 $z = L_1 \sim L_p$ 为正摩阻力区.

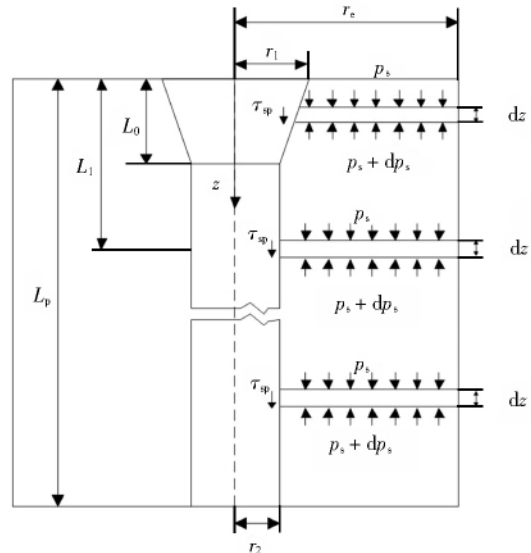


图 2 加固区示意图

Fig. 2 Schematic diagram of reinforcement area

2.1 桩帽区

桩帽区桩土接触面受力状态如图3所示,其受力状态在后文数值结果中得到了验证。

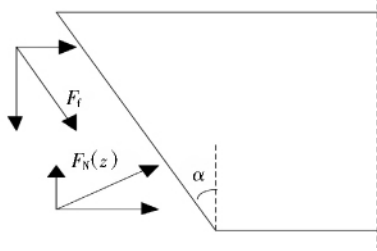


图3 桩土接触面受力状态

Fig.3 The stress state of the pile-soil interface

桩帽区根据桩土相互作用分析可得

$$F_N(z) \cos \alpha + F_f \sin \alpha = p_s(z) k_p \quad (9)$$

$$F_N(z) \sin \alpha - F_f \cos \alpha = F(z) \quad (10)$$

式中 $p_s(z)$ 为 z 深度处桩周土竖向应力, $F_N(z)$ 为桩周土对桩体的法向压力, $F(z)$ 为桩周土对桩的竖向应力分量, $F_f = F_N(z) \tan \varphi_{sp}$, φ_{sp} 为桩土接触面处的内摩擦角, $\varphi_{sp} = 0.8\varphi_s$ [22], $k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_s/2)$ 为被动土压力系数, φ_s 为桩周土内摩擦角。

联立(9)、(10)两式可得

$$F(z) = \frac{sk_p}{c} p_s(z) \quad (11)$$

式中 $\lambda = \cos \alpha + \tan \varphi_{sp} \sin \alpha$, $\rho = \sin \alpha - \tan \varphi_{sp} \cos \alpha$ 。

如图2 桩帽部分桩间土薄单元竖向受力满足如下平衡关系

$$p_s(z) A_{su} + F(z) S_0 dz = p_s(z) A_{sd} + dp_s(z) A_{sd} \quad (12)$$

式中 A_{su} 为桩间土薄单元顶部面积, A_{sd} 为桩间土薄单元底部面积, 取 $A_{su} = A_{sd} = \pi (r_e^2 - (r_1 - kz)^2)$, $S_0 = 2\pi(r_1 - kz)$ 为薄单元桩土接触位置周长(桩帽区), 此处 $k = \tan \alpha$ 。将边界条件 $z = 0$ 时, 即桩帽顶位置处 $p_s(z) = p_s(0)$ 代入式(12)求解微分方程, 可得

$$p_s(z) = [(r_1 - r_e)(r_1 + r_e)]^{\frac{-sk_p}{ck}} \times [(r_1 - r_e - kz)(r_1 + r_e - kz)]^{\frac{-sk_p}{ck}} p_s(0) \quad (13)$$

又因在 z 深度处满足

$$m_1 p_p(z) + (1 - m_1) p_s(z) = \gamma_1 h + \gamma_0 z \quad (14)$$

式中 $m_1 = \pi (r_1 - kz)^2 / \pi r_e^2$ 为 z 深度处置换率(桩帽区), γ_0 为土的重度(桩帽区)。

联立式(13)、(14)可得

$$p_p(z) = \frac{r_e^2}{(r_1 - r_e)^2} \{h\gamma_1 + z\gamma_0 - [(r_1 - r_e)(r_1 + r_e)]^{\frac{-sk_p}{ck}} \times [(r_1 - r_e - kz)(r_1 + r_e - kz)]^{\frac{sk_p}{ck}} (1 - \frac{(r_1 - kz)^2}{r_e^2} p_s(0))\} \quad (15)$$

通过式(13)、(15)可得桩帽区桩间土压缩量 S_{s1} 和桩体压缩量 S_{p1}

$$S_{s1} = \int_0^{L_0} \frac{p_s(z)}{E_{s1}} dz \quad (16)$$

$$S_{p1} = \int_0^{L_0} \frac{p_p(z)}{E_p} dz \quad (17)$$

式中 E_{s1} 、 E_p 分别为桩帽区土体压缩模量和桩体压缩模量。

2.2 负摩阻力区

$z = L_0 \sim L_1$ 区间桩土间相互作用摩阻力分布形式参考董必昌等[23]采用的 Berrum 公式计算桩侧摩阻力, 其分布为

$$\tau_{sp} = -\mu_1 k_a p_s(z) \quad (18)$$

式中 $k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_s/2)$ 为主动土压力系数, μ_1 、 μ_2 分别为负、正桩侧摩阻力发挥系数, 其取值参考文献[24]。

负摩阻力区的桩间土薄单元竖向受力满足如下平衡关系

$$p_s(z) A_s + \tau_{sp} S_1 dz = p_s(z) A_s + dp_s(z) A_s \quad (19)$$

式中 $A_s = \pi (r_e^2 - r_2^2)$ 为桩间土薄单元上下面积(正、负摩阻力区), S_1 为薄单元桩土接触位置周长(正负摩阻力区)。在 $z = L_0$ 处可由式(13)得 $p_s(L_0)$, 作为边界条件代入式(19)可得

$$p_s(z) = e^{\frac{2k_a r_e (z - L_0) \mu_1}{r_2^2 - r_e^2} \frac{-sk_p}{ck}} [(r_1 - r_e)(r_1 + r_e)]^{\frac{-sk_p}{ck}} \times [(r_1 - kL_0)^2 - r_e^2]^{\frac{sk_p}{ck}} p_s(0) \quad (20)$$

又因在 z 深度处满足

$$m_2 p_p(z) + (1 - m_2) p_s(z) = \gamma_1 h + \gamma_0 L_0 + \gamma_1 (z - L_0) \quad (21)$$

式中 $m_2 = \pi r_2^2 / \pi r_e^2$ 为置换率(正负摩阻力区), γ_1 为土的重度(正负摩阻力区), 可得

$$p_p(z) = \frac{r_e^2}{r_1^2} \{h\gamma_1 + \gamma_0 L_0 + (z - L_0)\gamma_1 - e^{\frac{2k_a r_e (z - L_0) \mu_1}{r_2^2 - r_e^2} \frac{-sk_p}{ck}} \times (1 - \frac{r_2^2}{r_e^2}) [(r_1 - r_e)(r_1 + r_e)]^{\frac{-sk_p}{ck}} [(r_1 - kL_0)^2 - r_e^2]^{\frac{sk_p}{ck}} p_s(0)\} \quad (22)$$

通过式(20)、(22)可得负摩阻力区桩间土压缩量 S_{s2} 和桩体压缩量 S_{p2}

$$S_{s2} = \int_{L_0}^{L_1} \frac{p_s(z)}{E_{s2}} dz \quad (23)$$

$$S_{p2} = \int_{L_0}^{L_1} \frac{p_p(z)}{E_p} dz \quad (24)$$

式中 E_{s2} 、 E_p 分别为负摩阻力区、正摩阻力区土体压缩模量。

2.3 正摩阻力区

$z = L_1 \sim L_p$ 区间桩土间相互作用摩阻力分布形

式参考董必昌等^[23]采用的 Berrum 公式计算桩侧摩阻力,其分布为

$$\tau_{sp} = \mu_2 k_a p_s(z) \quad (25)$$

正摩阻力区的桩间土薄单元竖向受力满足如下平衡关系

$$p_s(z)A_s + \tau_{sp}S_1 dz = p_s(z)A_s + dp_s(z)A_s \quad (26)$$

在 $z = L_1$ 处可由式(20)得 $p_s(L_1)$, 作为边界条件代入式(26)可得

$$p_s(z) = e^{\frac{2k_a r_s(z\mu_2 + L_1(\mu_1 - \mu_2)) - L_1\mu_1}{r_1^2 - r_e^2}} \times [(r_1 - r_e)(r_1 + r_e)]^{\frac{-sk_p}{ck}} \times [(r_1 - kL_0)^2 - r_e^2]^{\frac{sk_p}{ck}} p_s(0) \quad (27)$$

同 2.2 节分析,可得

$$p_p(z) = \frac{r_e^2}{r_2^2} \{h\gamma_1 + \gamma_0 L_0 + (z - L_0)\gamma_1 - e^{\frac{2k_a r_s(z\mu_2 + L_1(\mu_1 - \mu_2)) - L_1\mu_1}{r_1^2 - r_e^2}} \times (1 - \frac{r_2^2}{r_e^2}) [(r_1 - r_e)(r_1 + r_e)]^{\frac{-sk_p}{ck}} [(r_1 - kL_0)^2 - r_e^2]^{\frac{sk_p}{ck}} p_s(0)\} \quad (28)$$

通过式(27)、(28)可得负摩阻力区桩间土压缩量 S_{s3} 和桩体压缩量 S_{p3}

$$S_{s3} = \int_{L_1}^{L_p} \frac{p_s(z)}{E_s} dz \quad (29)$$

$$S_{p3} = \int_{L_1}^{L_p} \frac{p_p(z)}{E_p} dz \quad (30)$$

3 下卧层的计算分析

假定下卧土层符合 Winkler 地基模型,令桩端刺入量为 Δ_2 ,可知

$$\Delta_2 = \frac{p_p(L_p) - p_s(L_p)}{k_{lw}} dz \quad (31)$$

$$k_{lw} = \frac{4G}{\pi r_2 \rho (1 - \nu)} \quad (32)$$

式中 k_{lw} 为桩端下卧层地基土层刚度系数^[24], G 为土的剪切模量 ν 为泊松比 ρ 为桩端影响深度系数, Randolph 等^[24]建议取 0.85.

综上所述,桩土相对位移在桩顶处与桩底处分别达到正负位移的最大值. 根据连续性条件,在桩顶平面处路堤填土的内外土柱的最大相对位移等于桩土相对位移的最大负值;在桩底平面处,桩土的相对位移达到最大正值且等于桩向下刺入下卧层的位移,可得

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= S_{s1} + S_{s2} - S_{p1} - S_{p2} \\ \Delta_2 &= S_{s3} - S_{p3} \end{aligned} \quad (33)$$

Giround 等^[25]指出当 $\varphi_s > 20^\circ$ 时可取 $k_a \tan \varphi_s = 0.25$. 假设桩的几何参数,桩、土基本力学参数和各系数已确定的情况下,可按图 4 所示流程图进行计算.

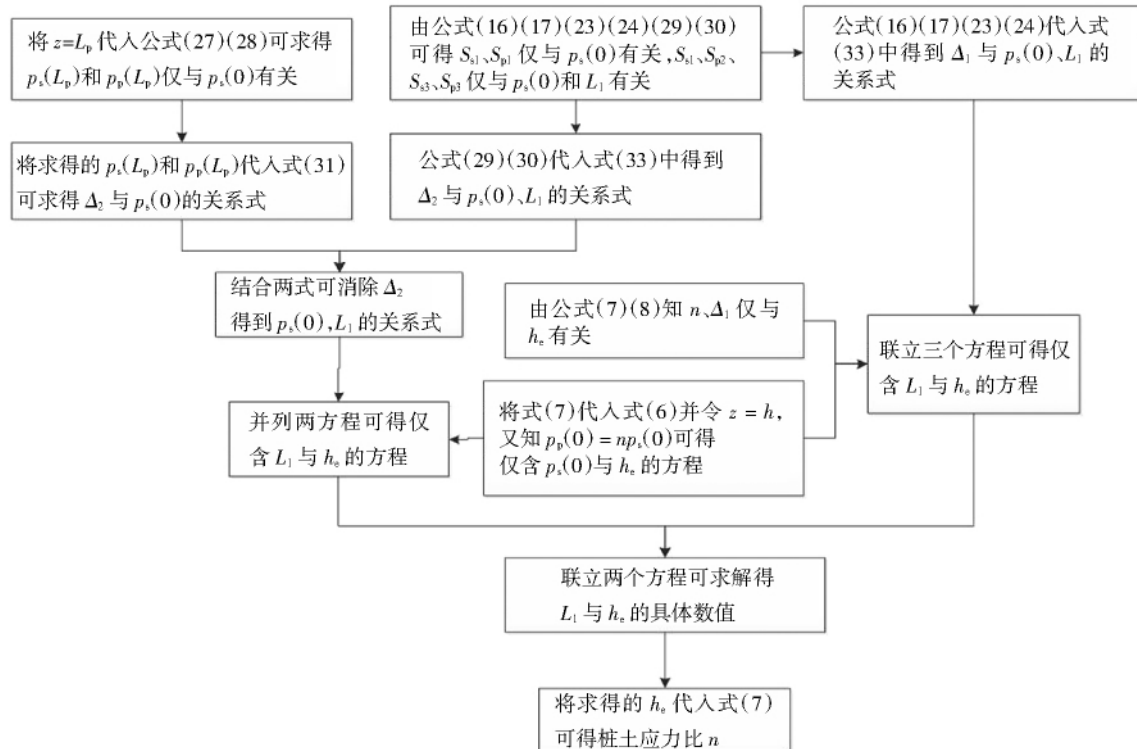


图 4 计算流程图

Fig. 4 Calculation flow diagram

4 数值模拟

4.1 模拟方案

数值模拟采用有限差分软件 FLAC3D, 土体采用 Mohr-Coulomb 模型, 桩体采用线弹性模型, 桩土之间的接触面参数有法向刚度 k_n 、剪切刚度 k_s 、黏聚力 c 、内摩擦角 φ , 其中 k_n 、 k_s 可以取接触面相邻区域“最硬”土层的等效刚度的 10 倍^[22], 即公式(34)所示, ρ 、 φ 值取 0.8 倍土层相应的黏聚力和摩擦角. 计算参数见表 1, 取自文献[14].

$$k_n = k_s = 10 \max \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (34)$$

式中 K 为体积模量, G 为剪切模量, Δz_{\min} 为接触面法向方向上连接区域最小尺寸.

表 1 计算参数

Tab.1 Calculation parameters

材料名称	厚度 /m	压缩模量 /MPa	泊松比	密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /($^\circ$)
填土	6	30	0.25	2 000	0	30
工作平台	2	15	0.25	2 000	10	35
软土层	10	7	0.25	1 750	15	9
下卧硬土层	6	48.4	0.35	1 750	30	22
桩(含桩帽)	12	30 000	0.15	2 500		
桩帽	2	30 000	0.15	2 500		

利用模型的轴对称性, 取单位厚度为 1 进行分析, 模型边界取桩有效影响半径 $r_e = 1.2 \text{ m}$. 地基土自上而下分 3 层, 第一层为工作平台, 厚度 2 m, 是施工前为承载施工机械对地基土作的预处理, 该层层厚为桩帽高度 $L_0 = 2 \text{ m}$. 第二层为软土层, 厚度 10 m. 第三层为下卧硬土层, 厚度 6 m, 模拟时桩正好打穿软土层即桩长 $L_p = 12 \text{ m}$. 模型边界施加相应的约束, 即模型表面自由, 前、后、左、右四个边界面添加水平法向约束, 底面边界添加水平、竖向约束. 数值模拟过程分为两步: 桩和地基的自重应力平衡, 施加路堤后达到平衡. 本文获取的是施加路堤达到平衡后的数据结果.

模拟目的是为研究锥形桩帽桩在路堤荷载下桩土相互作用与等截面桩、常规带帽桩(桩帽高度为 0.3 m)的差异, 不同锥角对复合地基性状的影响, 其中锥角用桩径比 D/d (桩帽顶直径/桩帽底直径)来控制. 对比方案见表 2. 图 5(a)(b)(c)分别为带锥形桩帽复合地基、等截面桩复合地基和常规带帽桩复合地基的模型图及其桩土接触面.

表 2 对比方案

Tab.2 Comparison program

锥形桩帽桩				等截面桩		常规带帽桩	
D/m	d/m	D/d	锥角/ $^\circ$	D/m	d/m	D/m	d/m
1.4	0.4	3.5	14 $^\circ$	1.4	1.4	1.4	0.4
1.2	0.4	3	11.3 $^\circ$	1.2	1.2	1.2	0.4
1.0	0.4	2.5	8.5 $^\circ$	1.0	1.0	1.0	0.4
0.8	0.4	2	5.7 $^\circ$	0.8	0.8	0.8	0.4
0.6	0.4	1.5	2.9 $^\circ$	0.6	0.6	0.6	0.4
				0.4	0.4		

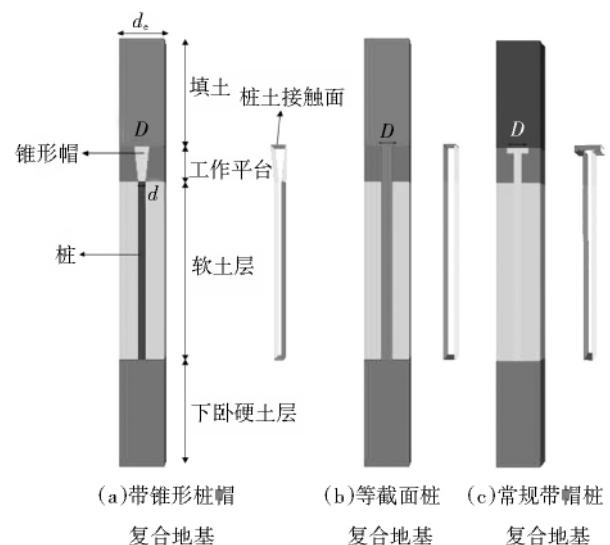


图 5 计算模型及其桩土接触面

Fig. 5 Computational model and pile-soil interface

4.2 桩土应力比与路堤沉降

图 6 给出了桩土应力比随着锥角的变化关系图. 图 6 的对比结果表明: 随着 D/d 从 2 增大到 3.5, 即锥角从 5.7 $^\circ$ 增大到 14 $^\circ$, 数值模拟的桩土应力比值从 3.06 减小到 2.08, 而公式计算值从 3.13 减小到 2.19, 桩土应力比的计算值与模拟值的变化趋势一致且值很接近, 相对误差在 2.01%~6.44% 范围内. 随着锥角变大, 桩帽顶的宽度相应增加, 有更多的荷载传递到桩顶. 图 6 显示桩土应力比随着锥角增大而减小, 这是因为桩帽宽度 D 增大后, 虽然有更大的路堤荷载传递到桩帽上, 但桩帽的尺寸相对增加得更大, 故其所承担的应力值反而减小了. 计算值稍大于模拟值, 这可能是因为第一节路堤计算分析时, 假设侧摩阻力发挥程度系数为 1, 而该系数在桩顶面处为 1, 在等沉面处为 0.

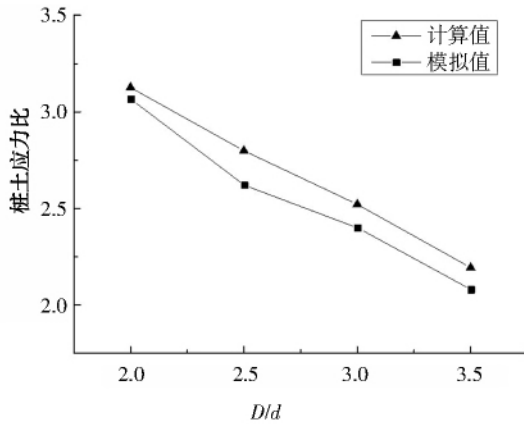


图 6 桩土应力比与锥角的关系

Fig. 6 Relation between pile-soil stress and taper angle

图 7 表示了路堤表面沉降与桩顶直径 D 的关系, 带锥形桩帽复合地基路堤表面沉降随 D 的增大呈线性减小. 等截面桩复合地基和常规带帽桩复合地基在 D 值较小时, D 的增大对其沉降控制有明显的效果, 当 D 较大时, 沉降控制效果不再增加. 对比各桩型的沉降控制效果, 需保证桩顶净距相同, 故对比了桩顶直径 D 相等时的路堤表面沉降, 见图 7, 带锥形桩帽复合地基控制路堤沉降的效果较等截面桩、常规带帽桩好. 锥形桩帽桩与等截面桩相比, $D=0.6\text{ m}$ 和 $D=1.4\text{ m}$ 时, 后者沉降值较前者分别大 0.84% 和 8.91% . 锥形桩帽桩与常规带帽桩相比, $D=0.6\text{ m}$ 和 $D=1.4\text{ m}$ 时, 后者沉降值较前者大 2.0% 和 8.3% .

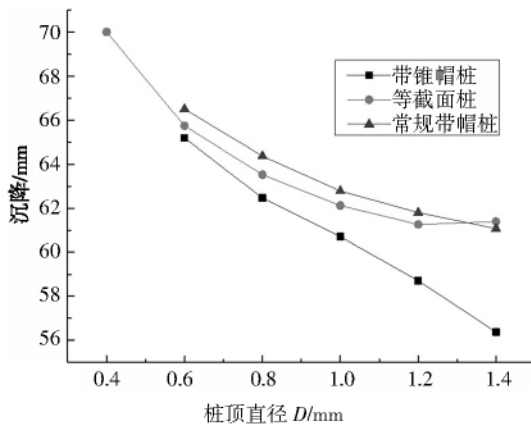


图 7 路堤表面沉降值与桩顶直径的关系

Fig. 7 Relation between the settlement and diameter of the pile head for the embankment surface

4.3 路堤荷载下桩土相互作用

下面以桩身轴力、土对桩的竖向应力分量、桩帽处桩土相对位移来分析路堤荷载下带锥形桩帽复合地基的桩土相互作用.

图 8 所示为桩身轴力曲线, 为了使图像清晰, 仅

选取等截面桩 $D=0.4\text{ m}$ 和 $D=0.6\text{ m}$ 进行对照. 由图可见等截面桩轴力在桩身很大范围内随深度增加而增大, 由于设计时需按照最大轴力处设计截面尺寸, 而等截面桩桩身截面面积不变, 故在小轴力截面位置处材料花费较多, 造成工程浪费. 对于锥形桩帽桩, 桩帽部位轴力很大, 且锥角越大对应的桩帽顶部轴力越大; 桩身轴力随着深度增加逐渐减小, 同时锥帽尺寸也相应减小; 桩帽以下部位, 桩身轴力较等截面桩小了约 $1\sim 2$ 倍, 轴力沿桩身分布比较均匀, 满足轴力越大的位置, 材料使用越多的原则, 能有效地节省费用.

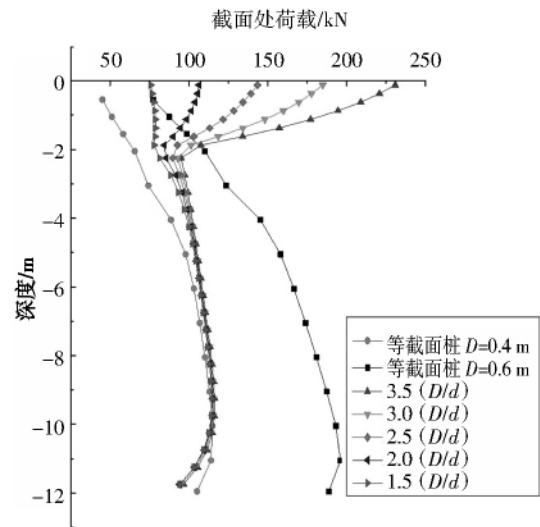


图 8 桩身轴力曲线

Fig. 8 Curves of axial force on column

同时可以发现, 当锥形桩帽桩 $D/d = 1.5$ 时, 桩帽处的轴力随深度基本不发生变化, 说明桩土竖向相互作用为零, 但并不意味着桩土之间没有力的作用. 后文中对其进行了解释, 是因为存在临界锥角, 两个竖向分力发生了抵消.

对桩顶处轴力进行分析可得, 当锥形桩帽桩 $D/d = 1.5$, 即桩帽顶直径与等截面桩顶直径相等 (0.6 m) 时, 桩顶处轴力很接近 (为 76 kN). 桩帽 D/d 的值越大, 其桩顶处轴力越大. 即桩顶面积越大, 桩体所分担的路堤荷载就越多, 土拱效应发挥越充分.

锥形桩帽桩轴力与等截面桩轴力的最主要差异是: 前者在桩帽部分随深度而减小, 说明桩帽受到了桩间土对其向上的作用力, 桩帽以下部分桩身轴力变化趋势与等截面桩一致, 由此我们主要对桩帽处的桩土相互作用作进一步的研究.

图 9 所示为土对桩的竖向应力分量沿桩身的曲线图, 可以看出锥形桩帽桩锥角较小 ($D/d = 1.5$) 时, 在桩的上部, 土对桩的竖向应力分量为负值. 当锥角

变大时,土对桩的竖向应力分量为正值,这是因为土对桩的竖向应力分量由两部分组成,土对桩沿接触面向下的摩擦力和土对桩垂直接触面向上的法向压力,前者随锥角的增大而减小,后者随锥角的增大而增大,故存在一个临界锥角,控制桩帽处土对桩竖向应力的方向,锥角越大,土对桩向上的应力越大.桩帽下方部位由于不存在锥角,土对桩仅作用沿接触面方向的摩擦力,故土对桩的竖向应力分量急剧减小.

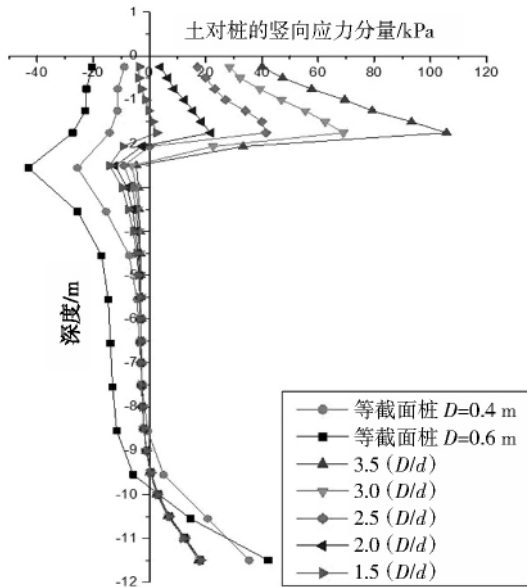


图9 土对桩的竖向应力分量曲线

Fig.9 Vertical stress component curve of soil to pile

为了进一步对比带锥帽桩与等截面桩,建立了与带锥帽桩相同桩身截面面积的等截面桩复合地基模型($D = 0.4\text{ m}$).由图8可得 $D = 0.4\text{ m}$ 的等截面桩,桩顶所承受的荷载较小,故大部分荷载由桩间土承担,通过监测得到 $D = 0.4\text{ m}$ 时的桩间土平均应力值为 74.8 kPa 大于 $D = 0.6\text{ m}$ 时桩间土平均应力值 68.9 kPa ,将产生较大的桩间土沉降,这主要是由于置换率较小.由图7可知,其路堤沉降达到了 70 mm .

土对桩的竖向应力分量对于等截面桩,其值等于桩土之间的摩阻力;对于带锥帽桩,由于锥帽处受到桩土之间的法向应力,故仅在锥帽以下深度范围内的值等于桩土之间的摩阻力.可以看出变截面桩在桩帽以下部分的负摩阻力与等截面桩相比减小了很多,反映了锥角能有效减小负摩阻力对基桩的影响,充分发挥桩体的承载能力,这与Sawaguchi^[6]针对砂土中锥形桩的模型试验研究结论一致.等截面桩中性点位置在 -11 m 深度附近,锥形桩帽桩在 -9 m

深层附近,故锥形桩帽桩能提高中性点的位置,充分发挥桩身正摩阻力,提高承载力.为判断桩土相对位移方向,用FLAC3D软件中plane命令对模型在桩帽顶以下 -1 m 深度处进行了水平方向的切片,见图10.水平、竖直位移切片云图见图11.由此可知桩土相对位移方向,即当土沉降比桩要快时,土将从桩的表面脱离,且上部土将向桩侧补充,从而对桩产生挤压力和摩擦力,其桩土相对运动趋势见图12(a),相对于刚性基础下桩帽部分桩土相对位移见图12(b)^[26].路堤荷载下桩帽部分桩间土对桩的摩擦力是沿着锥面向下.图中 P, P' 分别表示为加载前后桩内某点的位置; S, S' 分别表示加载前后桩周土某点的位置. V_p, V_s 分别表示桩、桩周土的竖向位移; U_s 表示桩周土的水平位移.

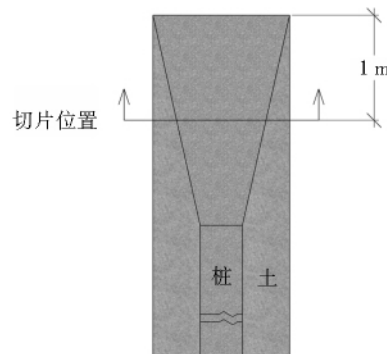
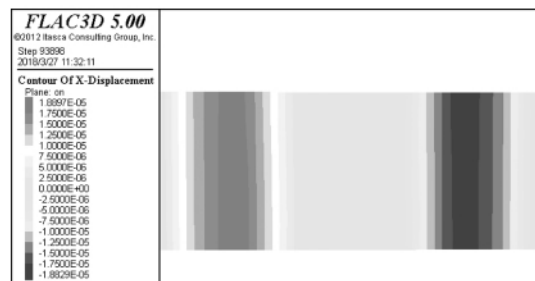
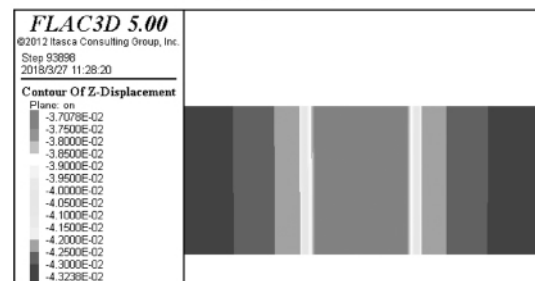


图10 切片位置示意图

Fig.10 Schematic diagram of slice position



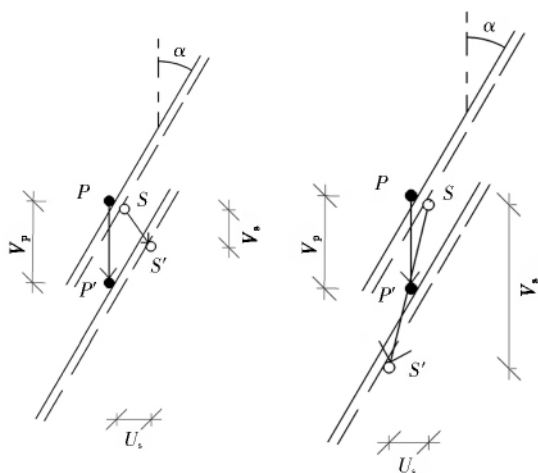
(a)水平位移



(b)竖向位移

图11 距桩顶-1 m处模型切片云图

Fig.11 Model slice contour at -1 m from pile top



(a)路堤荷载作用下 (b)刚性基础作用下

图 12 桩土相对位移

Fig.12 Relative displacement of pile and soil

5 结论

本文根据路堤-桩-土相互作用协调变形的特点,考虑桩土的刺入模型,推导了路堤荷载下带锥形桩帽复合地基的桩土应力比公式.并采用 FLAC3D 数值模拟分析了路堤荷载下带锥形桩帽复合地基的桩土相互作用及锥角大小对桩土应力比和路堤沉降的影响,主要得出以下结论:

1)锥形桩帽桩能改善桩身的受力状态,使截面面积大的部位轴力大,截面面积小的部位轴力小,充分发挥桩体强度;锥角的存在能有效减少负摩阻力对桩的影响,充分发挥桩体的承载能力.

2)锥形桩帽能够通过倾斜的桩帽将其所承受的部分竖向荷载传递到桩周土体中,存在一个临界锥角,控制桩帽处土对桩竖向应力的方向,锥角越大,土对桩向上的应力越大.

3)当土沉降比桩要快时,土将从桩的表面脱离,上部土会向桩侧补充,避免了“塌空区”,验证了锥形桩帽处桩土相互作用模式:桩周土对桩产生垂直于桩土表面向上的挤压力和垂直于桩土表面向下的摩擦力.

参考文献

[1] 何杰,刘杰,张可能,等.夯实水泥土楔形桩复合地基承载特性试验研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(7):1506—1512.
HE J,LIU J,ZHANG K N *et al.* Experimental study of bearing behavior of composite foundation with rammed soil-cement tapered piles [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,

2012,31(7):1506—1512. (In Chinese)

- [2] ROBINSKY E I,MORRISON C F. Sand displacement and compaction around model friction piles [J]. Canadian Geotechnical Journal,1964,1(2):81—93.
- [3] ZIL'BERBERG S D,SHERSTNEV A D. Construction of compaction tapered pile foundations [J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering,1990,27(3):96—101.
- [4] 蒋建平,高广运,顾宝和.扩底桩、楔形桩、等直径桩对比试验研究[J].岩土工程学报,2003,25(6):764—766.
JIANG J P,GAO G Y,GU B H. Comparison of belled pile tapered pile and equal-diameter pile [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2003,25(6):764—766. (In Chinese)
- [5] LADANYI B,GUICHAOUA A. Bearing capacity and settlement of shaped piles in permafrost [C]// Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco,1985:1421—1427.
- [6] SAWAGUCHI M. Model tests in relation to a method to reduce negative skin friction by tapering a pile [J]. Soils and Foundations,1982,22(3):130—133.
- [7] 刘杰,王忠海.楔形桩承载力试验研究[J].天津大学学报,2002,35(2):257—260.
LIU J,WANG Z H. Experimental study on the bearing capacity of wedge pile [J]. Journal of Tianjin University,2002,35(2):257—260. (In Chinese)
- [8] 刘杰,何杰,闵长青.夯实水泥土楔形桩复合地基中桩的合理楔角范围研究[J].土木工程学报,2010,43(6):122—127.
LIU J,HE J,MIN C Q. Study of the rational wedge angle range in a composite foundation with rammed soil-cement tapered piles [J]. China Civil Engineering Journal,2010,43(6):122—127. (In Chinese)
- [9] 胡向奎,秦峰,鲁红军.楔形刚性桩复合地基在工程中的应用[J].煤炭工程,2001(12):47—50.
HU X K,QIN F,LU H J. Application of composite foundation with rigid tapered pile in engineering [J]. Coal Engineering,2001(12):47—50. (In Chinese)
- [10] DIAS D,GRIFFON J. Numerical modeling of a pile-supported embankment using variable inertia piles [J]. Structural Engineering and Mechanics,2017,61(2):245—253.
- [11] 刘吉福.路堤下复合地基桩、土应力比分析[J].岩石力学与工程学报,2003,22(4):674—677.
LIU J F. Analysis on pile-soil stress ratio for composite ground embankment [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2003,22(4):674—677. (In Chinese)
- [12] 陈云敏,贾宁,陈仁朋.桩承式路堤土拱效应分析[J].中国公路学报,2004,17(4):4—9.
CHEN Y M,JIA N,CHEN R P. Soil arch analysis of pile-supported embankments [J]. China Journal of Highway and Transport,2004,17(4):4—9. (In Chinese)
- [13] 朱世哲,徐日庆,杨晓军,等.带垫层刚性桩复合地基桩土应力比的计算与分析[J].岩土力学,2004,25(5):814—817+823.
ZHU S Z,XU R Q,YANG X J *et al.* Computation and analysis of ratio of pile stress to soil stress of rigid pile composite foundation

- with cushion [J]. *Rock and Soil Mechanics* 2004 ,25(5) :814—823. (In Chinese)
- [14] 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.
CHEN R P ,XU F ,CHEN Y M *et al.* Analysis of behavior of rigid pile-supported embankment in soft ground [J]. *China Journal of Highway and Transport* 2005 ,18(3) :7—13. (In Chinese)
- [15] 曹卫平, 陈仁朋, 陈云敏. 桩承式加筋路堤桩体荷载分担计算[J]. *中国公路学报* 2006 ,19(6) :1—6.
CAO W P ,CHEN R P ,CHEN Y M. Calculation for pile efficacy of pile-supported reinforced embankments [J]. *China Journal of Highway and Transport* 2006 ,19(6) :1—6. (In Chinese)
- [16] 谭慧明, 刘汉龙. 桩承加筋路堤中路堤与褥垫层共同作用理论分析[J]. *岩土力学* 2008 ,29(8) :2271—2276.
TAN H M ,LIU H L. Theoretical analysis of combined action of cushion and embankment fills in pile-supported embankment [J]. *Rock and Soil Mechanics* 2008 ,29(8) :2271—2276. (In Chinese)
- [17] 吕伟华, 缪林昌. 刚性桩复合地基桩土应力比计算方法[J]. *东南大学学报(自然科学版)* 2013 ,43(3) :624—628.
LÜ W H ,MIAO L C. Calculation method of pile-soil stress ratio of rigid pile composite foundation [J]. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)* 2013 ,43(3) :624—628. (In Chinese)
- [18] 赵明华, 刘猛, 张锐, 等. 路堤荷载下双向增强复合地基荷载分担比及沉降计算[J]. *岩土工程学报* 2014 ,36(12) :2161—2169.
ZHAO M H ,LIU M ,ZHANG R *et al.* Calculation of load sharing ratio and settlement of bidirectional reinforced composite foundation under embankment loads [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering* 2014 ,36(12) :2161—2169. (In Chinese)
- [19] 杨明辉, 尧奕, 赵明华. 高填方路堤段桩网复合地基承载机理及桩土应力比计算方法 [J]. *湖南大学学报 (自然科学版)* , 2015 ,42(5) :92—98.
YANG M H ,YAO Y ,ZHAO M H. Pile-net composite foundation bearing mechanism and the method to calculate the pile-soil stress ratio in high embankment [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)* 2015 ,42(5) :92—98. (In Chinese)
- [20] 武崇福, 郭维超, 李雨浓, 等. 考虑负摩阻力的刚性桩复合地基中性面深度及桩土应力比计算[J]. *岩土工程学报* 2016 ,38(2) :278—287.
WU C F ,GUO W C ,LI Y N *et al.* Calculation of neutral surface depth and pile-soil stress ratio of rigid pile composite foundation considering influence of negative friction [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering* 2016 ,38(2) :278—287. (In Chinese)
- [21] 赵明华, 吴家继, 何玮茜, 等. 基于土拱效应的桩承式路堤承载变形计算研究[J]. *湖南大学学报(自然科学版)* 2016 ,43(3) :135—141.
ZHAO M H ,WU J J ,HE W X *et al.* Researches on bearing mechanism and deformation of pile-supported embankments based on soil arch effect [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)* 2016 ,43(3) :135—141. (In Chinese)
- [22] 陈育民. *FLAC/FLAC3D 基础与工程实例* [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009 :139—142.
CHEN Y M. *FLAC/FLAC3D foundation and engineering examples* [M]. Beijing: China Water Power Press, 2009 :139—142. (In Chinese)
- [23] 董必昌, 郑俊杰. CFG 桩复合地基沉降计算方法研究[J]. *岩石力学与工程学报* 2002 ,21(7) :1084—1086.
DONG B C ,ZHENG J J. Study on the settlement calculation of CFG pile composite ground [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering* 2002 ,21(7) :1084—1086. (In Chinese)
- [24] RANDOLPH M F ,WROTH C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles [J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* , 1978 ,104(12) :1465—1488.
- [25] GIROUND J P ,BONAPARTE R ,BEECH J F *et al.* Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids [J]. *Geotextiles & Geomembranes* ,1990 ,9(1) :11—50.
- [26] KODIKARA J K ,MOORE I D. Axial response of tapered piles in cohesive frictional ground [J]. *Journal of Geotechnical Engineering* , 1993 ,119(4) :675—693.