

DOI: 10.11779/CJGE201412018

# 基于系统分析的桩网复合地基荷载效应定量评价模型研究

吕伟华<sup>1</sup>, 缪林昌<sup>2</sup>, 刘成<sup>1</sup>, 王曼<sup>2</sup>

(1. 南京林业大学土木工程学院, 江苏南京 210037; 2. 东南大学交通学院, 江苏南京 210096)

**摘要:** 目前对桩-网复合地基的设计主要存在两点不足, 一是计算路堤底桩土荷载分担时需要假设土拱高度, 二是对桩间地基土反力的定量评价偏于保守。针对这两个问题, 重点分析了路堤荷载作用下土拱效应与加筋薄膜效应, 根据堤底桩土相对位移得到计算的土拱高度, 推导土拱效应与薄膜效应共同作用下路堤荷载在桩与土之间的分配计算公式; 考虑刚性桩桩顶与桩端位置的桩土相对位移以及桩周土对桩侧作用摩阻力存在中性点, 根据应力、位移连续性条件, 建立桩-网-土联合作用的桩承式加筋路堤的荷载效应计算模型并给出求解方法, 通过3个工程实例对该方法进行合理性验证。结果表明, 具备一定刚度的桩端下卧层时, 采用本模型的计算结果与实测值比较接近, 可为工程应用借鉴。

**关键词:** 刚性桩; 网; 复合地基; 机理分析; 荷载效应

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)12-2291-09

作者简介: 吕伟华(1983-), 男, 博士, 讲师, 主要从事地基处理方面的研究工作。E-mail: whlnjfu@njfu.edu.cn。

## Quantitative evaluation of load effects of pile-net composite foundation based on systems analysis

LÜ Wei-hua<sup>1</sup>, MIAO Lin-chang<sup>2</sup>, LIU Cheng<sup>1</sup>, WANG Man<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Nanjing Forestry University, Nanjing 210037, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China)

**Abstract:** In the current design of geosynthetic and pile supported (GSP) composite foundation, a pre-assumed soil arch height is always utilized in load sharing calculation, and the contribution of subsoil resistance is weakened in supporting the embankment fill. To improve the above two defects, the soil arching effect and the geomembrane effect are analyzed, and then the quantitative evaluation methods are presented. In the derivation, the pile-soil differential settlements at pile top and toe are considered, and the arch height can be calculated according to the relative pile-soil displacement. Simultaneously, the neutral point is adopted in skin friction analysis, and hence a formula for the load distribution is obtained based on the mobilized shearing stress developing from bottom to top. This method can take good care of the interaction between the embankment fill, pile-reinforced area and lower underlying layer, which can consider the penetration of pile tops, interaction between piles and surrounding soil and penetration of pile ends. According to the continuity condition of stress and displacement, a load effect solution of GSP composite foundation is obtained. The present method is validated to be reasonable by comparing the analytical solutions with the FEM results and the monitoring data, and can be adopted by engineers when it comes to the situation in presence of the bearing stratum at pile tip with certain stiffness.

**Key words:** rigid pile; net; composite foundation; mechanism analysis; load effect

## 0 引言

桩承式加筋路堤是近年来在软土地区广泛兴起的一种新型路堤型式, 它能够有效控制地基总沉降与不均匀沉降, 无需分期填筑, 桩间距可布置的较大, 具有良好的经济性<sup>[1]</sup>。对桩承式加筋路堤加固机理的认识, 首先要明确桩、土之间的荷载分配, Terzaghi<sup>[2]</sup>通过著名的砂土卸门试验研究提出“土拱理论”, 并给

出了松动土压力的计算公式; McNuly<sup>[3]</sup>则明确提出用“土拱度”来定量评价土拱效应的发挥程度; Evans<sup>[4]</sup>分别进行了砂土的主动式与被动式的土拱效应研究;

基金项目: 国家自然科学基金项目(51278099); 江苏省自然科学基金项目(BK20140979); 教育部博士点基金项目(20133204120014); 江苏高校优势学科建设工程项目

收稿日期: 2014-04-22

很多学者<sup>[5-11]</sup>基于不同的“土拱高度”值的假设, 根据竖向受力平衡条件以及是否考虑加筋层和桩间土反力等分别提出不同的桩、土荷载分担计算方法; 不同的是, Villard 等<sup>[12]</sup>假设土拱是形成完整型的结构受力单元, 首次提出以半拱受力平衡条件推求得到土拱高度, 据此推导出桩、土之间的荷载分担; Naughton<sup>[13]</sup>则基于螺旋线形剪切面假设, 计算受填土内摩擦角影响的临界土拱高度, 据此确定桩、土荷载分担; 王非等<sup>[14]</sup>基于侧墙粗糙度将侧压力系数与薄层土条单元挠曲变形相结合建立竖向应力与水平应力的联系, 并用类似 Villard 土拱结构平衡方法确定土拱高度, 推导了基底底部脱空情况下的落水洞上方路堤土的竖向应力表达式。这些方法没有考虑桩间地基土足够的支撑反力, 更多体现的是桩承担荷载的作用, 如此进行桩、网的设计偏于保守。

表 1 各种计算方法的土拱高度假设

Table 1 Assumed soil arching heights by different methods

计算方法	土拱高度
Terzaghi <sup>[2]</sup>	2.5(S-a)
Guido 等 <sup>[5]</sup>	0.525(q <sub>0</sub> +γ <sub>s</sub> H)
Hewlett <sup>[6]</sup>	1.4(S-a)
Low 等 <sup>[7]</sup>	1.4(S-a)
BS8006 <sup>[8]</sup>	1.4(S-a)
Kempfert 等 <sup>[9]</sup>	S/2
陈云敏等 <sup>[10]</sup>	(1.4~1.6)(S-a)
Abushara 等 <sup>[11]</sup>	1.4(S-a)
Naughton <sup>[13]</sup>	(1.25~2.40)(S-a)

注:  $S$  为桩(帽)间距;  $a$  为桩(帽)尺寸;  $q_0$  为路堤表面等效均匀荷载;  $\gamma_s$  为填土重度;  $H$  为填土高度。

要全面客观地评价桩承加筋路堤的荷载效应, 须将路堤、加固区与下卧层综合起来考虑分析。刘吉福<sup>[15]</sup>引入桩顶一定高度内外土柱的界面摩擦系数, 推导考虑不同堤底相对位移下路堤荷载为桩、土分担计算公式。考虑桩身中性点存在时, 折学森<sup>[16]</sup>用不同系数反应基底垫层、下卧层的刚度, 推导桩与地基土对路堤荷载的分担; 董必昌等<sup>[17]</sup>则把桩侧负、正摩阻力引入到路堤荷载的分担计算公式中, 类似的研究成果还有很多<sup>[18-22]</sup>; 当考虑加筋层存在时, 对上述桩与土之间的路堤荷载分担还要考虑加筋层的薄膜效应影响, 将挠曲的土工加筋假设为圆形或者抛物线形, 甚至是将一定厚度的加筋土视作等代层进行力学分析, 再结合土拱效应分别进行桩土荷载分担的理论推导<sup>[23-26]</sup>。

综上所述, 路堤荷载在桩与地基土间分配受土拱效应作用支配, 拱效应的产生和发展又受堤底相对位移的影响, 而应力的计算需要确定土拱高度, 许多研究成果包括一些国外的设计方法常采用假设值, 如表 1 所示, 然后按土条单元的静力平衡条件计算桩间土竖向应力; 考虑加筋对土拱效应荷载分担作用的影响

时, 要计入桩间地基土反力对土工加筋层膜效应的影响, 目前对地基土反力的评价偏保守。笔者试将路堤、加固区与下卧层联系起来, 理论上系统地分析拱效应及膜效应、桩身与桩端应力传递, 提出一种较简单的荷载效应评价模型, 利用实例对其进行合理性验证。

## 1 计算分析方法

### 1.1 基本假设

(1) 路堤荷载作用下, 桩和桩间土均简化为线弹性体, 同层土视为均质, 沉降均匀分布, 不考虑水平向位移, 只考虑竖向位移。

(2) 桩帽起刚性承台作用, 将帽面积范围内路堤荷载完全转移到桩身, 桩帽上土压力、桩间土反力、加筋体薄膜效应兜提力均等效为竖向均匀布荷载。

(3) 桩侧摩阻力与桩周土应力的关系采用 Berrum<sup>[16]</sup>公式计算, 不考虑筋土上下界面摩擦。

(4) 取单桩等效单元体进行计算分析, 等效单元直径  $D_e = \alpha S$  (正方形布桩时  $\alpha = 1.13$ , 梅花形布桩时  $\alpha = 1.05$ ,  $S$  为桩间距) <sup>[19]</sup>。

### 1.2 土拱效应分析

当路堤填土高度较大时, 认为路堤中形成了完整的土拱, 与 Terzaghi 假定滑移面土体剪应力完全进入屈服状态不同, 此处以拱底桩土相对位移不断增大时, 两侧拱脚位置最先进入临界状态, 而拱顶位置路堤土后达到临界状态, 甚至当堤底桩土相对位移不大时仍处于弹性阶段。令作用在加筋层上的竖向应力均匀分布, 加筋层下桩间土的反力也均匀分布, 沿加筋层界面在竖向保持应力、位移连续性。

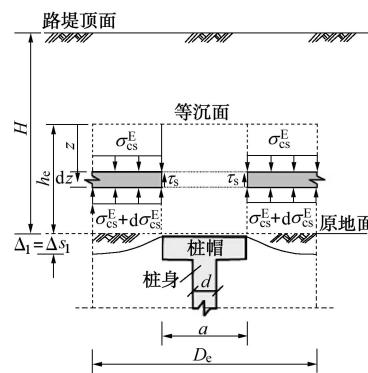


图 1 等效单桩顶面内外土柱应力转移

Fig. 1 Cylindrical stress transfer above cap level

令桩帽尺寸为  $\pi a^2 t_c$ ,  $a$  为桩帽直径 (当桩帽为矩形长×宽 =  $a_1 \times a_2$  时, 等效  $a = 1.13 \sqrt{a_1 a_2}$ ),  $t_c$  为桩帽的厚度; 桩帽上路堤土应力为  $\sigma_c^E$ , 桩帽间路堤土应力为  $\sigma_{cs}^E$ , 定义带帽桩土应力比为桩帽上的平均应力与桩(帽)间土平均应力之比为  $n$ , 桩帽面积置换率为

$m_c$ 。有如下关系:

$$m_c = A_c / A, \quad (1)$$

$$\sigma_0 = m_c \sigma_c^E + (1 - m_c) \sigma_{cs}^E. \quad (2)$$

式中  $A_c$  是桩帽的面积;  $A$  是单桩等效单元体处理范围的面积,  $A = \pi D_c^2 / 4$ <sup>[19]</sup>;  $\sigma_0$  是等效单元体复合地基均布荷载;

按照等效范围路堤内、外土柱假设, 建立图 1 中所示厚度为  $dz$  土条薄单元竖向应力平衡方程:

$$\frac{d\sigma_{cs}^E}{dz} + \frac{\pi a C_s}{A_{cs}} \sigma_{cs}^E = \gamma_s, \quad (3)$$

式中,  $\gamma_s$  是路堤土的重度,  $A_{cs}$  是等效单元体桩(帽)间土面积,  $z$  是距离土拱高度位置,  $C_s$  是内外土柱之间滑移面摩擦系数<sup>[26]</sup>。

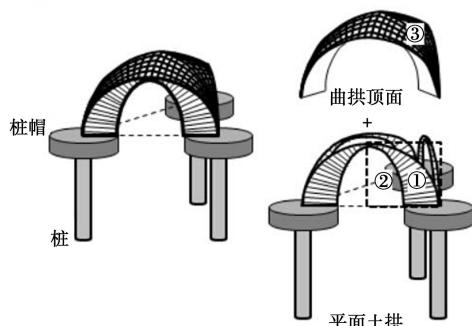


图 2 梅花形布桩土拱模式

Fig. 2 Soil arching and uncoupling in embankment

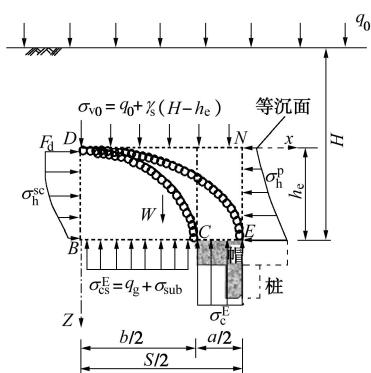


图 3 对称半土拱受力分析

Fig. 3 Equilibrium of half a soil arching

令  $f = (1 - m_c)A / (\pi a C_s)$ , 由式(3)得到桩(帽)间路堤土应力为

$$\sigma_{cs}^E = f(\gamma_s + C_s e^{-z/f}), \quad (4)$$

式中,  $C_s$  为边界条件系数, 由土拱高度决定。考虑在土拱高度  $z=0$  处即假设的局部等沉面位置, 有  $\sigma_{cs}^E = \sigma_{v0} = q_0 + \gamma_s (H - h_e)$ , 得到

$$C_s = [q_0 + \gamma_s (H - h_e)] / f - \gamma_s, \quad (5)$$

式中,  $q_0$  为路堤表面等效行车荷载,  $H$  为路堤填土高度,  $h_e$  为土拱高度或等沉面高度。根据式(2) 单桩

等效处理单元桩土荷载分担, 可以得到桩帽上承担的路堤平均荷载为

$$\sigma_c^E = \frac{(q_0 + \gamma_s H) - (1 - m_c) \sigma_{cs}^E}{m_c}, \quad (6)$$

因此不考虑加筋影响的桩土应力比为

$$n = \frac{q_0 + \gamma_s H}{m_c f(\gamma_s + C_s e^{-h_e/f})} - \frac{1 - m_c}{m_c}. \quad (7)$$

式(4)、(6)与(7)在求解桩、土荷载分担时需要确定土拱高度  $h_e$ , 笔者将土拱视作如图 2 所示的平面土拱①、拱下主动区②与曲拱顶面③三部分构成, 将三维问题作二维褪化, 进一步分析图中单个平面土拱①的受力。与表 1 中这些方法事先假定土拱高度不同, 此处考虑土拱随基底桩土相对位移的发展而变化, 选取对称半拱所在区域  $BEND$  进行受力分析, 如图 3 中矩形粗虚线所示, 以顺时针方向为正, 建立半拱在拱顶点  $D$  处的力矩平衡方程:

$$\sum M_D = 0:$$

$$\int_0^{S/2} \sigma_{v0} \cdot x dx + \int_0^{h_e} \sigma_h^p \cdot z dz + \gamma_s h_e \cdot \frac{S^2}{8} - \int_{b/2}^{S/2} \sigma_c^E \cdot x dx - \int_0^{b/2} \sigma_{cs}^E \cdot x dx - \int_0^{h_e} \sigma_h^{sc} \cdot z dz = 0. \quad (8)$$

式中  $\sigma_{v0}$  是拱顶处的均布竖向应力;  $\sigma_{cs}^E$  是拱下主动区②所示路堤土竖向应力, 可由式(4)求得, 当存在加筋时,  $\sigma_{cs}^E$  等于加筋层膜效应与地基土反力的合力,  $\sigma_{cs}^E = q_g + \sigma_{sub}$ ,  $\sigma_{sub}$  为桩间土反力;  $\sigma_h^{sc}$  是路堤土中拱下主动区对称轴  $BD$  边界的水平向应力,  $\sigma_h^{sc} = K \sigma_{cs}^E$ ;  $\sigma_h^p$  是桩轴心  $EN$  处桩帽上路堤土的水平向应力,  $\sigma_h^p = K \sigma_c^E$ ,  $K$  为路堤拱下主动区侧压力系数。

### 1.3 加筋层薄膜效应分析

考虑加筋对基底荷载分配的调整, 认为加筋层的作用使得部分作用于桩(帽)间土的荷载转移到桩顶。如图 4 所示, 梅花形布桩时将加筋层区域分成加筋区①与加筋区②, 当桩帽面积置换率超过 25% 时, 加筋区②占总加筋区处理面积不超过 5%, 正方形布桩也有类似特点, 同样将三维问题作二维简化, 以加固区①代表整个加筋层作用。对于加固区①提供的膜效应理想化为均布应力  $q_g$  作用在抗拉刚度为  $J_g$ , 跨两桩净间距为  $b$  的加筋层的上表面而产生向下挠度为  $\delta_g$  的等效。如图 5 所示, 取加筋层在桩间点  $M$  处的微元段水平方向为  $dx$  进行平衡分析, 建立平衡方程:

$$\left. \begin{array}{l} \sum X = 0: d(T_M \cos \varphi_M) = 0, \\ \sum Y = 0: d(T_M \sin \varphi_M) = q_g dx. \end{array} \right\} \quad (9)$$

令  $T_M \cos \varphi_M = T_0$ ,  $T_0$  为水平方向拉力, 该拉力为常数值, 但与不同挠度大小有关;  $\varphi_M$  为点  $M$  处微元段与水平方向的倾角, 得到  $T_0 d(\tan \varphi_M) = q_g dx$ , 又因  $\tan \varphi_M = dy / dx$ , 则加筋层挠曲轨迹方程为  $y(x) =$

$q_g(x^2 - b^2/4)/(2T_0)$  (抛物线型), 在加筋层挠度最低点处也就是两柱的中间位置有  $y(0) = q_g b^2/(8T_0) = \delta_g$ , 令  $\beta = q_g b/(2T_0) = 4\delta_g/b$ , 因  $dy/dx = \tan \varphi_M = 2\beta x/b$ , 则有

$$\frac{1}{\cos^2 \varphi_M} = 1 + \tan^2 \varphi_M = 1 + \left( \frac{2\beta x}{b} \right)^2, \quad (10)$$

$$T_M = \frac{q_g b}{2\beta \cos \varphi_M} = \frac{q_g b}{2\beta} \sqrt{1 + \left( \frac{2x\beta}{b} \right)^2}. \quad (11)$$

不考虑加筋层 C 点在桩帽上被拉伸产生的位移, 认为拉应力仅仅是由于荷载作用在格栅上的挠度引起的, 则有如下关系  $\Delta l = \int ds - b/2 = \int \varepsilon_M ds$ , 联立式 (9) ~ (11), 得到加筋薄膜效应兜提力:

$$q_g = \frac{12J_g \beta}{3 + \beta^2} \left\{ \frac{1}{4b\beta} \left[ \beta \sqrt{1 + \beta^2} + \ln(\beta + \sqrt{1 + \beta^2}) \right] - \frac{1}{2b} \right\}. \quad (12)$$

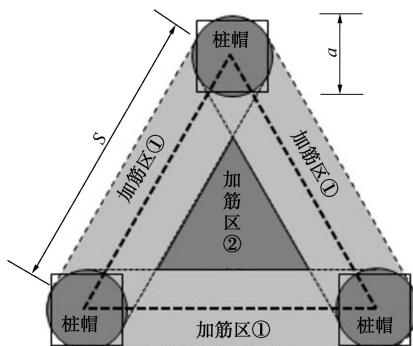


图 4 桩帽顶面加筋层平面

Fig. 4 Layout of reinforcement on cap level

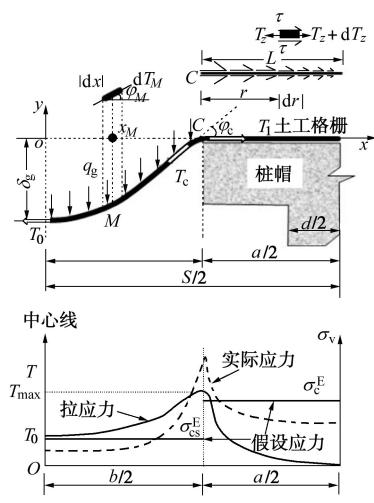


图 5 加筋层薄膜效应分析

Fig. 5 Membrane effect of geosynthetic reinforcement

假设加筋层与上下土体紧密接触且不随桩土差异沉降而发生滑移或脱离, 则加筋层的上下层面应力与位移连续。因此作用在加筋层上的路堤荷载等于考虑

土拱效应时拱顶的应力加上土拱高度下外土柱土体的自重再扣除桩帽上内土柱土体对外土柱土体的摩擦阻力的净余力; 又等于加筋层的膜效应与加筋层以下土体即桩间地基土的反力的合力。

于是, 综合式 (4)、(6)、(12) 得到考虑加筋体存在时的桩土应力比  $n_g$  为

$$n_g = \frac{q_0 + \gamma_s H}{m_c \left[ f_1(\gamma_s + C_1 e^{-f_1^{-1} h_c}) - q_g \right]} - \frac{1 - m_c}{m_c}. \quad (13)$$

很明显, 拱的平衡决定了路堤底部桩与桩间土之间的荷载分担, 而拱高度的确定又由桩土差异沉降决定, 因此当路堤土分层填筑时, 等效单元范围内的桩与桩间土同时受荷载, 由于两者之间刚度的差异以及桩土相互作用, 路堤荷载向桩身集中, 基底桩土的差异沉降主要来自于路堤荷载的向下传递, 由此产生的压缩变形的向上传递过程, 即应力与位移的协调。因此, 必须将加固区与下卧层对荷载在桩、土之间的分担的影响整体协调考虑。

#### 1.4 加固区分析

路堤荷载下桩与桩间土受附加应力作用发生变形, 显然桩间土体的压缩大于桩体的压缩, 从而使得路堤底的桩间土位移大于桩体位移, 桩顶向上刺入  $\Delta_1$ ; 桩端位置处的桩端应力与桩间土应力的差异, 在下卧层顶面发生桩端的下刺入  $\Delta_2$ 。令计算等效单元桩间土面积为  $A_s$ , 桩身顶应力为  $\sigma_p$ , 桩间土应力为  $\sigma_s$ , 桩长为  $l_p$ , 桩径为  $d$ , 桩身的截面积为  $A_p$ ,  $A_p = \pi d^2/4$ , 桩身截面面积置换率为  $m_p$ ,  $m_p = A_p/A$ , 桩身周长为  $U$ ,  $U = \pi d$ 。

如图 6 所示, 考虑中性点的存在, 以桩顶为起点向下为正方向, 取深度  $z$  处的等效单元体范围的桩间土厚度单元  $dz$  由竖向的静力平衡条件建立如下方程:

$$\frac{d\sigma_{s(z)}}{dz} + \frac{U}{A_s} \tau_{sp(z)} = 0. \quad (14)$$

式中  $\tau_{sp(z)}$  为桩土相互作用摩阻力, 根据 Berrum 计算公式,  $\tau_{sp(z)} = \mu_{1,2} K_a \sigma_{s(z)}$ ,  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  为负、正摩阻力区桩 - 土之间摩擦系数, 其取值可以参考文献[17];  $K_a$  为桩间土主动侧压力系数;  $\sigma_{s(z)}$  为深度  $z$  处桩间土竖向总应力。同理, 对于桩身由竖向的静力平衡条件建立如下方程:

$$\frac{d\sigma_{p(z)}}{dz} - \frac{U}{A_p} \tau_{sp(z)} = 0. \quad (15)$$

根据荷载由上向下的传递过程, 当由方程 (14) 确定桩间土应力表达式时, 桩身应力即可根据方程 (15) 确定。令  $\xi_{1,2} = U \mu_{1,2} K_a / A_s$ , 当  $z=0$  时,  $\sigma_{s(0)} = \sigma_s$ , 代入式 (14) 得到

$$\sigma_{s(z)} = \sigma_s e^{-\xi_{1,2} z}, \quad (16)$$

将式(16)代入式(15), 同理,  $z=0$ 时,  $\sigma_{p(0)}=\sigma_p$ , 则得到桩身应力为

$$\sigma_{p(z)}=\sigma_p+\frac{1-m_p}{m_p}\sigma_s(1-e^{-\xi_1 z}) \quad (17)$$

同理, 对于中性点以下的部分, 桩身、桩间土的应力表达如下:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{s(z)} &= \sigma_s e^{\xi_2(z-l_0)-\xi_1 l_0}, \\ \sigma_{p(z)} &= \sigma_p + \frac{1-m_p}{m_p} \sigma_s \left[ 1 - e^{\xi_2(z-l_0)-\xi_1 l_0} \right] \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

设桩长范围内的负、正摩阻力区桩间土的加权平均压缩模量分别为  $E_{s_1}$ ,  $E_{s_2}$ , 则由路堤荷载的附加应力引起加固区范围负、正摩阻力区桩间土体产生的压缩变形量分别为

$$\left. \begin{aligned} S_{l_1} &= \int_0^{l_0} \frac{\sigma_{s(z)}}{E_{s_1}} dz, \\ S_{l_2} &= \int_{l_0}^p \frac{\sigma_{s(z)}}{E_{s_2}} dz, \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

式中,  $S_{l_1}$  为桩身负摩阻力区桩间土压缩量,  $S_{l_2}$  为桩身正摩阻力区桩间土压缩量。

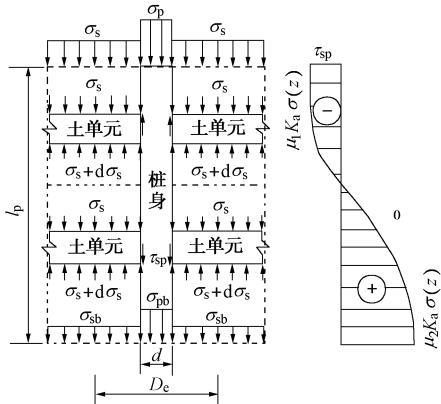


图 6 摩阻力分布形式与加固区桩、土受力分析

Fig. 6 Friction and mechanical analysis of reinforced area

### 1.5 下卧层的计算

假定下卧土层符合 Winkler 地基模型, 令桩端刺入为  $\Delta_2$ , 可知

$$\Delta_2 = \Delta\sigma_b / k_{bw} \quad (20)$$

式中  $\Delta\sigma_b$  为桩端处桩端与桩周土体应力差, 可由式(18)分别得到桩端处的应力  $\sigma_{p(l_p)}$  与桩间土的应力  $\sigma_{s(l_p)}$ , 得到  $\Delta\sigma_b = \sigma_{p(l_p)} - \sigma_{s(l_p)}$ 。

针对桩端下卧层地基土层刚度系数  $k_{bw}$  的取值, Randolph 等<sup>[27]</sup>基于刚性体压入弹性半空间的解给出了计算式:

$$k_{bw} = 4G / [\pi r_0 \rho (1-\nu)] \quad (21)$$

式中,  $G$  为土的剪切模量,  $G = E_s / 2(1+\nu)$ ,  $E_s$  为下

卧层土的平均压缩模量,  $\nu$  为泊松比,  $r_0$  为桩体半径,  $\rho$  为桩端影响深度系数, Randolph 等<sup>[27]</sup>建议取 0.85。

综合以上分析, 刚性桩相对于桩周土而言具有极大刚度, 因此可以不考虑桩的压缩变形, 而仅考虑桩间土的压缩变形。由基底与桩端的桩、土应力-位移连续协调条件, 可得

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= S_{l_1}, \\ \Delta_2 &= S_{l_2} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

联立式(22)中两个方程即可迭代计算出土拱高度  $h_e$  与中性点位置  $l_0$ , 基于此得到桩土应力比  $n$ 。

## 2 实例验证分析

实例一: 选取某高速公路拓宽路堤试验段。根据现场试验断面的 CPTU 测试, 地基土层相关参数见表 2。原老路堤的顶面宽度为 26.5 m, 拓宽路堤部分宽度为 7.75 m, 路堤高度为 7.2 m, 新路堤下刚性桩桩长 16 m, 桩径 40 cm, 正方形桩帽边长为 1.4 m, 桩帽厚度为 30 cm, 两桩中心间距 2.8 m, 呈正三角形布置。铺设单向主受力型塑料土工格栅, 拉伸刚度为 1100 kN/m, 铺于桩帽顶面 30 cm。

表 2 计算土层参数选取

Table 2 Soil properties for calculation

土层材料	层厚 /m	$\gamma$ /(kN·m <sup>3</sup> )	$E$ /MPa	$\nu$	$c$ /kPa	$\varphi$ /°	$\mu^{[14]}$
路堤填土	7.2	20.0	15.00	0.3	10.0	30.0	—
素填土	2.0	19.1	5.54	0.3	19.0	18.8	0.50
粉砂夹粉土	7.0	18.4	9.97	0.3	10.0	24.1	0.55
砂土	10.0	18.9	25.00	0.3	—	28.8	0.65
砂土夹粉砂	5.0	18.9	32.60	0.3	—	28.9	—

实例二: 为进一步验证计算模型的合理性, 选取参考文献[28]提供的实例计算参数, 路堤高度为 4 m, 顶面宽度为 35 m, 填料内摩擦角 30°, 黏聚力 0 kPa, 重度 20 kN/m<sup>3</sup>, 侧限压缩模量 30 MPa, 泊松比 0.25; 软土层厚 25 m, 内摩擦角 9°, 黏聚力 15 kPa, 侧限压缩模量 5 MPa, 重度 17.5 kN/m<sup>3</sup>, 泊松比 0.35; 下卧硬土层厚 3 m, 内摩擦角 22°, 黏聚力 30 kPa, 侧限压缩模量 30 MPa, 泊松比 0.25; 桩长取 27 m, 桩间距取 2.5 m, 正方形桩帽边长取 1.13 m 桩径 40 cm, 正方形布桩的桩间距 2.5 m, 重度 25 kN/m<sup>3</sup>, 杨氏模量 30 GPa, 泊松比 0.15, 桩帽厚度 30 cm; 土工格栅拉伸刚度 1200 kN/m, 铺于桩帽上部 30 cm。

实例三: 与实例二的工程地质条件相同, 仅改变桩长为 20 m, 即桩未打穿软土层到达持力层, 桩端下仍有 5.0 m 的软土层, 其余参数保持不变。

如表 3 所示为采用本文方法的计算结果与 3 个实例结果的比较。对比实例一、二, 本文方法的计算结果与实际值都比较接近; 对于实例三, 得到的计算结果与实际结果相差较大, 区别在于前两个实例中桩端都位于较好的持力层中, 实例三是桩未打穿软土层的工况, 由于本文方法考虑桩端应力传递时是基于刚性体压入弹性半空间介质的应力与位移关系, 适用于评价刚度条件较好的地基土层, 不适用于下卧层为较软弱土层。

表 3 与本文计算方法结果对比

Table 3 Comparison between calculated results and monitoring values

对比项	$\sigma_c^E$ /kPa	$\sigma_{cs}^E$ /kPa	$T_{gmax}$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ )	$l_0$ /m	$h_e$ /m	$\Delta$ /cm
实例一	实测	240.7	73.7	4.3	—	2.00
	计算值	243.1	75.0	10.2	5.8	1.63
实例二	文献 [27]	244.7	22.7	3.9	16.0	2.00
	计算值	232.7	32.7	7.5	17.0	1.27
实例三	文献 [27]	233.3	34.1	4.1	7.0	2.00
	计算值	204.2	41.5	6.0	9.4	1.25

注:  $\sigma_c^E$  为桩帽竖向应力;  $\sigma_{cs}^E$  为桩间土竖向应力;  $T_{gmax}$  为土工格栅最大拉应力;  $l_0$  为中性点位置;  $h_e$  为土拱高度或等沉面高度;  $\Delta$  为堤底桩土沉降差。

土工格栅铺设在桩(帽)上某一位置, 在桩土间相对位移下发生挠曲变形, 发挥着堤底桩、土荷载分担的重新调整分配作用, 由于不考虑桩帽上锚固段土工格栅的拉伸, 即桩帽边缘点处(图 5 中 c 点)土工格栅的水平位移不计入到桩间段筋层挠曲变形中, 因此计算的格栅拉应力均较实例实际值偏大, 这使得土工格栅的设计过于保守。

计算得到的土拱高度比实际土拱高度小, 原因是本文方法考虑土拱效应作用的前提假设是以拱底相对位移不断增大时两侧拱脚位置最先进入屈服状态, 并以此代表整个滑移面上的路堤土应力状态, 从而进行荷载分担的计算, 在应力莫尔圆上看, 实际拱顶位置路堤土仍未临近强度包线, 甚至剪应力为零, 大小主应力方向不发生偏转; 关于土拱高度(或等沉面)的确定, 本文方法是基于实际桩-网-土的相互作用才确定的, 不但考虑了土拱效应, 还结合了加筋薄膜效应、桩身荷载传递与桩端应力传递的影响, 它是一个计算值, 这体现了该方法对目前需要假设特定的土拱高度局限的改进。

### 3 参数分析

对于本文提出的桩承式加筋路堤荷载效应评价模型, 选用工程“实例一”为基本算例, 分别改变路堤

高度、土工格栅的抗拉强度、桩间距与桩帽尺寸等设计值, 分析对堤底桩土荷载分担与差异沉降、土工格栅拉应力、土拱高度与桩净间距的拱跨比以及加固区桩身中性点位置的影响, 设计参数引起这些计算结果的变化规律分别见图 7~11 所示。

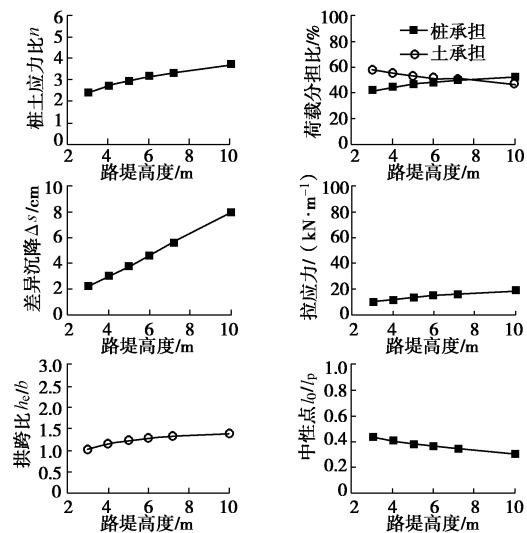


图 7 路堤高度变化影响

Fig. 7 Influence of height of embankment fill

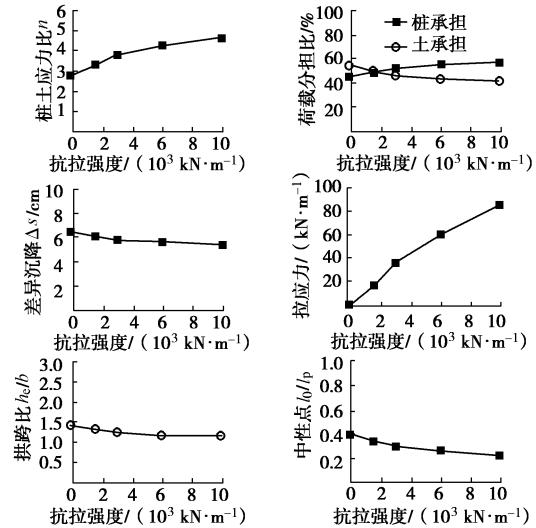


图 8 土工格栅抗拉强度影响

Fig. 8 Influence of geogrid on tensile stiffness

可以看出, 随着路堤填筑高度的增加, 桩土应力比增大, 桩分担路堤荷载比例逐渐增加而桩间土分担部分不断减少, 基底的桩土差异沉降也增加, 土工格栅的拉应力增大, 土拱影响范围的土拱高度增加, 由于路堤中形成土拱后在土拱效应的作用下超过土拱高度的路堤荷载偏向主要由桩体承担, 因此加固区桩身中性点上移, 负摩阻力区段范围被缩减。

土工格栅抗拉强度的提高, 能一定程度上增加桩荷载的承担水平, 一味地提高筋材的强度并不可取,

此处, 当抗拉强度超过  $3000 \text{ kN/m}$  后, 效果便不明显。由于加筋层减少基底桩土差异沉降, 缩短了负摩阻力区长度, 减小了土拱高度, 即削弱了土拱效应的作用。显然, 土拱效应与薄膜效应是相互影响的, 前者发挥作用基础是相对位移下滑移面剪应力的发展, 而加筋层的存在又抑制桩土相对位移的发展, 关于薄膜效应与土拱效应之间的相互作用则有待更进一步的研究。

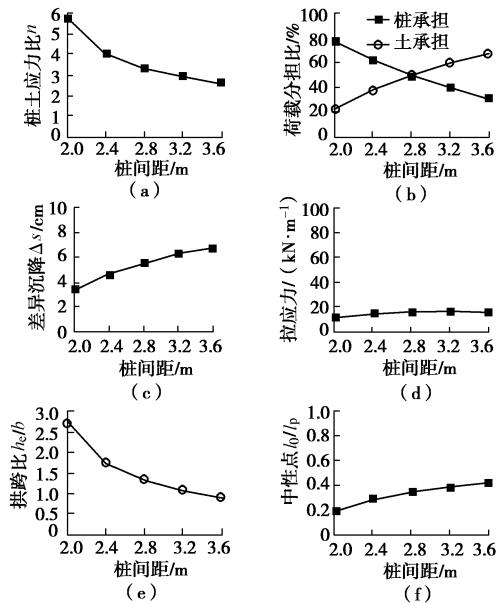


图 9 桩间距影响

Fig. 9 Influence of pile spacing

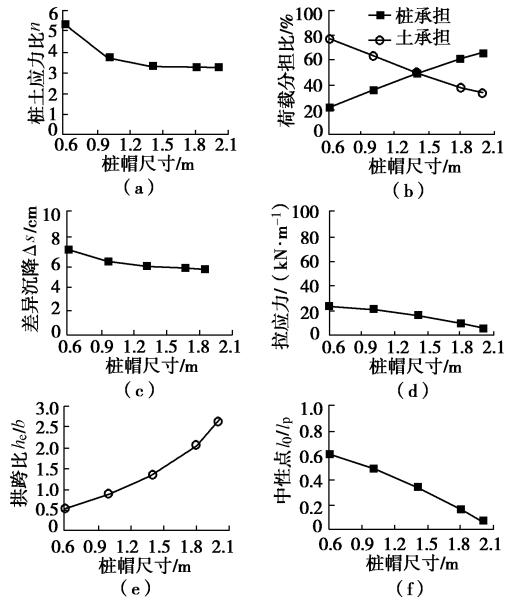


图 10 桩帽尺寸影响

Fig. 10 Influence of size of pile cap

桩间距是桩网复合地基工程应用中的重要参数, 对路堤荷载效应的影响较明显, 主要原因是, 桩身置换面积变化对桩与地基土之间的荷载分担比例的改变

最直接, 而桩间距过大易导致桩顶刺入路基底部, 桩土相对位移增大, 负摩阻力区段的长度相应增加, 不利于路基局部与整体的稳定。

前面提到, 桩帽将其面积范围内的荷载集中到由桩身承担, 而帽面积下地基土的承载被弱化, 桩帽尺寸大小的改变对整个路堤荷载效应的影响也较显著, 其作用类似于桩间距的变化, 只是规律上呈相反趋势。

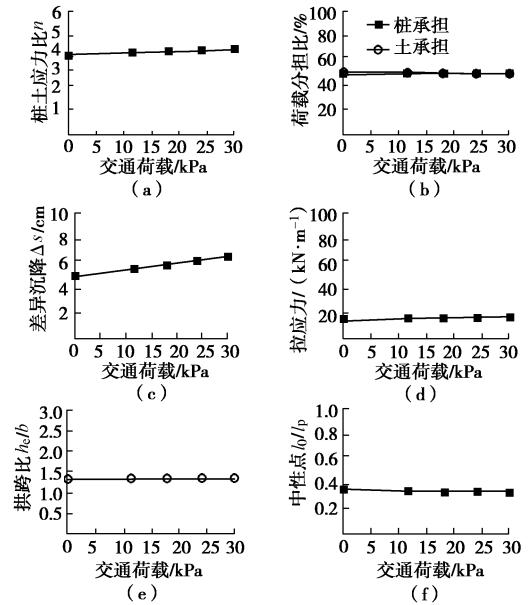


图 11 路堤荷载的影响

Fig. 11 Influence of surcharge

所有上述设计参数的敏感性分析当中, 路堤表面的交通荷载变化对各项计算结果的影响都不是很明显, 说明路堤底部对顶部荷载作用响应较弱。

## 4 结 论

本文研究了路堤荷载作用下桩-网-土三者相互作用机理, 提出了荷载效应的评价方法, 通过与工程实例比较, 得出以下 4 点结论。

(1) 通过对土拱效应、加筋薄膜效应、桩身荷载传递与桩端应力传递的定量分析, 提出了考虑路堤、加固区与下卧层整体联系的荷载效应计算模型, 用 3 个工程实例验证了其合理性。

(2) 对于桩端具有较强持力层的情况, 本文方法计算结果可以较好地与工程实例吻合, 而对桩未打穿软土层或没有较强持力层工况, 本文方法不适用。

(3) 设计参数中桩间距与桩帽尺寸对桩网复合地基的荷载效应影响明显, 路堤表面荷载对路堤基底的影响较小, 土工加筋能一定程度上提高桩的荷载承担, 减小基底桩土的相对位移, 缩短桩身负摩阻力区长度。

(4) 本文方法对土拱效应与桩土相互作用的荷载

传递模型作了一定简化,且桩端下卧层的刺入考虑也比较简单,有待更进一步的深入研究。

## 参考文献:

- [1] 郑刚,龚晓南,谢永利,等.地基处理技术发展综述[J].土木工程学报,2012,45(2): 127-146. (ZHENG Gang, GONG Xiao-nan, XIE Yong-li, et al. State-of-the-art techniques for ground improvement in China[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(2): 127-146. (in Chinese))
- [2] TERZAGHI K. Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap door[C]// Proceeding of the First International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge, 1936: 307-311.
- [3] MCNULTY J W. An experimental study of arching sand[R]. Vicksburg: Technical Report No. I-674, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corp of Engineers, Mississippi, 1965.
- [4] EVANS C H. An examination of arching in granular soils[D]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 1984.
- [5] GUIDO V A, KNEUPPEL J D, SWEENEY M A. Plate loading tests on geogrid-reinforced earth slabs[C]// Proceedings of the Geosynthetics'87. New Orleans, 1987: 216-225.
- [6] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. Ground Engineering, 1988, 21(3): 12-18.
- [7] LOW B K, TANG S K, CHOA V. Arching in piled embankments[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(11): 1917-1938.
- [8] British Standard BS 8006. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills[S]. London: British Standard Institution, 1995.
- [9] KEMPFERT H G, GOBEL C, ALEXIEW D, et al. German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements[S]. EuroGeo3-Third European Geosynthetics Conference, Geotechnical Engineering with Geosynthetics, 2004: 279-284.
- [10] 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): 1-6. (CHEN Yun-min, JIA Ning, CHEN Ren-peng. Soil arch analysis of pile-supported embankments[J]. China Journal of Highway and Transport, 2004, 17(4): 1-6. (in Chinese))
- [11] ABUSHARAR S W, ZHENG J J, CHEN B G, YIN J H. A simplified method for analysis of a piled embankment reinforced with geosynthetics[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, 27(1): 39-52.
- [12] VILLARD P, GOURC J P, GIRAUD H. A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37(5): 987-999.
- [13] NAUGHTON P J. The significance of critical height in the design of piled embankments[C]// Proceeding of Geo-Denver 2007, New Peaks in Geotechnics, ASCE GSP 172. Denver, 2007.
- [14] 王非,缪林昌.落水洞上覆路堤土工加筋设计新方法[J].东南大学学报(自然科学版),2009,39(6): 1217-1221. (WANG Fei, MIAO Lin-chang. New design method of geosynthetic-reinforced embankment over sinkholes[J]. Journal of Southeast University(Natural Science Edition), 2009, 39(6): 1217-1221. (in Chinese))
- [15] 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 Ji-fu. 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))
- [16] 折学森.软土地基沉降计算[M].北京:人民交通出版社,1998. (ZHE Xue-sen. Settlement calculation of soft foundation[M]. Beijing: China Communications Press, 1998. (in Chinese))
- [17] 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 Bi-chang, ZHENG Jun-jie. 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))
- [18] 施建勇,邹坚.深层搅拌桩复合地基沉降计算理论研究[J].岩土力学,2002,23(3): 309-320. (SHI Jian-yong, ZOU Jian. Study on calculation theory of settlement of composite ground reinforced by deep-mixing pile group[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(3): 309-320. (in Chinese))
- [19] 雷金波.带帽控沉疏桩复合地基试验研究及作用机理分析[D].南京:河海大学,2005. (LEI Jin-bo. Experiment study and working mechanism analysis of composite foundation with capped sparse piles to control settlement[D]. Nanjing: Hohai University, 2005. (in Chinese))
- [20] 曹卫平,陈云敏,陈仁朋.考虑路堤填筑过程与地基土固结相耦合的桩承式路堤土拱效应分析[J].岩石力学与工程学报,2008,27(8): 1610-1617. (CAO Wei-ping, CHEN Yun-min, CHEN Ren-peng. Analysis of soil arching in piled embankments considering coupled effect of embankment

filling and soil consolidation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(8): 1610 – 1617. (in Chinese))

[21] 赵明华, 何腊平, 张玲. 基于荷载传递法的 CFG 桩复合地基沉降计算[J]. 岩土力学, 2010, **31**(3): 839 – 844. (ZHAO Ming-hua, HE La-ping, ZHANG Ling. Settlement calculation of CFG pile composite foundation based on load transfer method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(3): 839 – 844. (in Chinese))

[22] 饶卫国, 赵成刚. 桩-网复合地基应力比分析与计算[J]. 土木工程学报, 2002, **35**(2): 74 – 80. (RAO Wei-guo, ZHAO Cheng-gang. The behavior of pile-net composite foundation[J]. China Civil Engineering Journal, 2002, **35**(2): 74 – 80. (in Chinese))

[23] 郑俊杰, 陈宝国, ABUSHARAR S W. 双向增强体复合地基桩土应力比分析[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2007, **35**(7): 110 – 113. (ZHENG Jun-jie, CHEN Bao-guo, ABUSHARAR S W. Pile-soil stress ratio of two directed reinforcement composite foundations[J]. Journal of Huazhong University of Science & Technology(Natural Science Edition), 2007, **35**(7): 110 – 113. (in Chinese))

[24] 张军, 郑俊杰, 马强. 路堤荷载下双向增强体复合地基受力机理分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(9): 1392 – 1398. (ZHANG Jun, ZHEN Jun-jie, MA Qiang. Mechanical performance of biaxial reinforcement composite foundation under embankment loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(9): 1392 – 1398. (in Chinese))

[25] 陈昌富, 周志军. 双向增强体复合地基桩土应力比分析[J]. 岩土力学, 2009, **30**(9): 2660 – 2666. (CHEN Chang-fu, ZHOU Zhi-jun. Analysis of pile-soil stress ratio for double reinforced composite ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(9): 2660 – 2666. (in Chinese))

[26] 吕伟华, 缪林昌, 王非. 基于不完全土拱效应的土工格栅加固机制与设计方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(3): 632 – 639. (LÜ Wei-hua, MIAO Ling-chang, WANG Fei. Mechanism of geosynthetic reinforcement based on partially developed soil arch effect and design method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 632 – 639. (in Chinese))

[27] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1978, **104**(12): 1465 – 1488.

[28] 陈仁朋, 贾宁, 陈云敏. 桩承式加筋路堤受力机理及沉降分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(23): 4358 – 4367. (CHEN Ren-peng, JIA Ning, CHEN Yun-min. Mechanism and settlement analysis of pile-supported and geogrid-reinforced embankments[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(23): 4358 – 4367. (in Chinese))