

文章编号: 1000-7598-(2003) 05-0776-05

树根桩加固边坡的稳定性分析与评价

孙少锐¹, 吴继敏¹, 魏继红¹, 侯伟生²

(1. 河海大学 土木工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 福建省建筑科学研究院, 福建 福州 350002)

摘 要: 参考树根桩应用于托换工程的设计计算方法, 根据树根桩的实际特征, 详细地推导了树根桩加固边坡后树根桩与土均质化复合“土体”的本构模型, 研究了树根桩应用于边坡加固后的应力场、位移场的变化及边坡的稳定性情况。最后, 比较了两种本构模型在评价边坡稳定性方面的优缺点, 得出采用复合本构模型评价树根桩加固边坡的稳定性是完全可行的。

关 键 词: 网状树根桩; 非线性有限单元法; 复合本构模型; 边坡稳定性安全系数

中图分类号: TU 443 **文献标识码:** A

Stability analysis and evaluation of slope reinforced with root piles

SUN Shao-rui¹, WU Ji-min¹, WEI Ji-hong¹, HOU Wei-sheng²

(1. College of Civil Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Fujian Institute of Building and Research, Fuzhou 350002, China)

Abstract: According to the application of root piles to underpinning engineering and the intrinsic character of root piles, a composite constitutive model of root piles and soil is established in reinforcing slope. Some basic characters, such as change of stress and displacement fields, slope stability after reinforcing slopes and safety factor of slopes, are researched. At last, advantages and defects of two constitutive models are compared in evaluating slope stability. The results show that it is possible to adopt composite constitutive model to evaluate reinforcement of slope stability with root piles.

Key words: reticulated root piles; nonlinear finite element method; composite constitutive model; safety factor of slope stability

1 引 言

树根桩 (root piles) 是一种小型桩, 是 20 世纪 30 年代由意大利 FONDEDILE 公司 F.Lizzi 首创。由于树根桩在工程应用中可以是竖直的, 也可以是倾斜的; 可以是单排的, 也可以是多排的, 因此, 树根桩可布置成三维系统独特方式的网状体系, 称为网状树根桩^[1]。

树根桩开始是应用于修复古建筑以及地铁的托换等工程, 我国从 20 世纪 70 年代初开始研究树根桩, 并将其应用于铁路边坡、露天矿边坡和水电边坡。1980 年同济大学对苏州虎丘塔进行了树根桩加固, 效果较好。1983 年又在上海新卫机器厂的现场进行了一系列的树根桩载荷试验研究, 1985 年在上海东湖宾馆加层中第一次在国内使用。之后, 在上海延安东路外滩天文台等托换工程中相继被采用

推广, 取得了较好的效果。但是, 对树根桩的研究远未达到成熟的程度。当前, 我国主要是多采用的把“网状结构树根桩”视为一个修筑在土体中的三维结构, 即把树根桩及土结合在一起, 受力分析时将其看作是一个重力式挡土墙, 而实际网状树根桩的结构是一个较为复杂的系统。由于树根桩在土中起到加筋的作用, 因而土的刚度发生了变化, 所以, 网状树根桩的变形显著地减小, 迄今为止, 对桩与土的共同作用特性尚不易做出准确的分析。在实际设计中, 桩及土的许多参数国外都是采用该国的实践经验, 而在常规桩的设计计算中所涉及到的桩与桩、桩与土的相互作用都是影响桩设计的主要因素, 由于树根桩的特殊布置方式, 这些因素更不可忽略。国内在这方面研究还远不能满足工程的需要, 其主要原因是树根桩的布置方式因不同工程而异, 这给树根桩改善土体后的稳定性分析评价带来较大的困

收稿日期: 2002-06-21

基金项目: 福建省重点科技基金项目资助 (No. 科技 99 (22))

作者简介: 孙少锐, 男, 1975 年生, 河海大学岩土工程专业博士研究生, 主要从事岩土体稳定性方面的研究。

难。因此，需要有一种较为完善的方法来模拟分析树根桩加固边坡后边坡的稳定性情况。

针对目前树根桩在工程中的应用范围，本文对在树根桩应用于加固边坡后边坡的稳定情况进行探讨，详细地推导了树根桩加固边坡后树根桩与土均质化后复合“土体”的本构模型，介绍了桩-土本构模型，并编制了相应的计算程序；用 Goodman 单元模拟树根桩与土的接触问题及桩-土相互作用的应力场与位移场的分布，绘制了应力等值线图、位移等值线图和位移矢量图；研究了天然土坡的稳定性安全系数及树根桩加固边坡后的安全系数；比较了复合本构模型和桩土共同作用模型在评价边坡稳定性方面的优缺点。

2 基本原理

2.1 桩土复合本构模型^[2]

树根桩加固边坡后，土中的应力场发生改变，应力的变化加剧了土的非均质化。对应力场分析，目前在国外多采用整体分析的方法。据此，本文选用的第一种模型为一种均质化的本构模型，这种方法是将土坡加固区视为一个由树根桩及土组成一个均质各向同性的复合“土体”（如图1所示），根据树根桩及土对边坡的影响不同，确定合适的本构方程，然后，采用数值或解析方法求解，本文将采用非线性有限元的方法求解。将树根桩与土均质化后采用有限元方法求解的优点是：它可以将树根桩均匀分布到土坡中去，单元剖分不需要考虑树根桩的存在，大大地简化了分析计算，但是，这种方法也存在缺点，即它不考虑树根桩与土的相互作用。

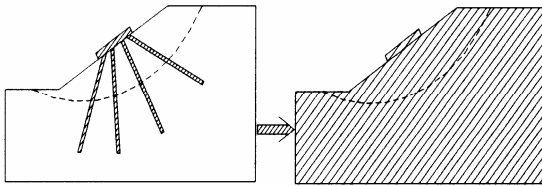


图1 复合本构模型示意图

Fig.1 Sketch of composite constitutive model

由于树根桩加固边坡后，树根桩受到土法向和切向力的作用，因此，桩土复合本构模型应根据桩与土的受力条件和位移协调条件来构造，具体做法是：

设边坡加固区中的树根桩的应力、应变为

$$\{\sigma\}^p = (\sigma_x^p, \sigma_y^p, \tau_{xy}^p)^T; \{\varepsilon\}^p = (\varepsilon_x^p, \varepsilon_y^p, \gamma_{xy}^p)^T \quad (1)$$

桩间土的应力、应变为

$$\{\sigma\}^s = (\sigma_x^s, \sigma_y^s, \tau_{xy}^s)^T; \{\varepsilon\}^s = (\varepsilon_x^s, \varepsilon_y^s, \gamma_{xy}^s)^T \quad (2)$$

均质化后边坡中的应力、应变为

$$\{\sigma\}^j = (\sigma_x^j, \sigma_y^j, \tau_{xy}^j)^T; \{\varepsilon\}^j = (\varepsilon_x^j, \varepsilon_y^j, \gamma_{xy}^j)^T \quad (3)$$

根据加固后边坡中的力学平衡条件及复合地基的基本设计理论，在平面应变条件下，均质化后边坡中的应力、应变关系应满足下式

$$\{\sigma\}^j = u^p \{\sigma\}^p + u^s \{\sigma\}^s; \{\varepsilon\}^j = u^p \{\varepsilon\}^p + u^s \{\varepsilon\}^s \quad (4)$$

式中 u^p 为树根桩占边坡加固区的百分数； u^s 为桩间土占边坡加固区的百分数。

在二维的情况下， u^p ， u^s 为剖面图的面积比，在三维的情况下， u^p ， u^s 为计算区的体积比，其中， $u^p + u^s = 1$ 。

树根桩、土及均质化后的边坡中的应力-应变关系应满足：

$$\{\sigma\}^p = [D]^p \{\varepsilon\}^p; \{\sigma\}^s = [D]^s \{\varepsilon\}^s; \{\sigma\}^j = [D]^j \{\varepsilon\}^j \quad (5)$$

均质化后的边坡应满足：

(1) 在桩土交界面上法向和切向平衡条件。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^p \sin^2 \theta + \sigma_y^p \cos^2 \theta - \tau_{xy}^p \sin 2\theta &= \\ \sigma_x^s \sin^2 \theta + \sigma_y^s \cos^2 \theta - \tau_{xy}^s \sin 2\theta &= \\ \sigma_x^j \sin^2 \theta + \sigma_y^j \cos^2 \theta - \tau_{xy}^j \sin 2\theta &; \\ \frac{1}{2}(\sigma_y^p \sin 2\theta - \sigma_x^p \sin 2\theta) - \tau_{xy}^p \cos 2\theta &= \\ \frac{1}{2}(\sigma_y^s \sin 2\theta - \sigma_x^s \sin 2\theta) - \tau_{xy}^s \cos 2\theta &= \\ \frac{1}{2}(\sigma_y^j \sin 2\theta - \sigma_x^j \sin 2\theta) - \tau_{xy}^j \cos 2\theta & \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中 θ 为树根桩与 x 轴正向的夹角。

(2) 在桩土交界面上法向和切向变形协调条件。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x^p \sin^2 \theta + \varepsilon_y^p \cos^2 \theta - \varepsilon_{xy}^p \sin 2\theta &= \\ \varepsilon_x^s \sin^2 \theta + \varepsilon_y^s \cos^2 \theta - \varepsilon_{xy}^s \sin 2\theta &= \\ \varepsilon_x^j \sin^2 \theta + \varepsilon_y^j \cos^2 \theta - \varepsilon_{xy}^j \sin 2\theta &; \\ \frac{1}{2}(\varepsilon_y^p \sin 2\theta - \varepsilon_x^p \sin 2\theta) - \varepsilon_{xy}^p \cos 2\theta &= \\ \frac{1}{2}(\varepsilon_y^s \sin 2\theta - \varepsilon_x^s \sin 2\theta) - \varepsilon_{xy}^s \cos 2\theta &= \\ \frac{1}{2}(\varepsilon_y^j \sin 2\theta - \varepsilon_x^j \sin 2\theta) - \varepsilon_{xy}^j \cos 2\theta & \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

化简得

$$\{\sigma\}^j = u^s \{\sigma\}^s + u^p \{\sigma\}^p = u^s [D]^s \{\varepsilon\}^s + u^p [D]^p \{\varepsilon\}^p = [u^s [D]^s [s]^s + u^p [D]^p [s]^p] \{\varepsilon\}^j \quad (8)$$

式中 $[D]^s [s]^s$, $[D]^p [s]^p$ 分别为复合本构方程中土及桩的应力矩阵, 式 (8) 即为树根桩加固边坡均质化后的复合本构方程。

2.2 桩土共同作用模型^[3]

在边坡中, 应力增量引起的应变增量可分为弹性应变增量和塑性应变增量两部分:

$$\left. \begin{aligned} d\{\varepsilon\} &= d\{\varepsilon\}^e + d\{\varepsilon\}^p; \\ d\{\varepsilon\}^e &= [D]^{-1} d\{\sigma\}; \\ d\{\varepsilon\}^p &= d\lambda \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

在应变空间中, 考虑流动性法则, 则

$$d\{\sigma\} = [D] d\{\varepsilon\} - d\lambda \frac{\partial F}{\partial \{\varepsilon\}} \quad (10)$$

对于中性变载和卸载的情况 $d\lambda = 0$; 对于加载的情况 $d\lambda > 0$, 其大小可由一致性条件确定

$$dF = \left(\frac{\partial F}{\partial \{\varepsilon\}} \right)^T d\{\varepsilon\} + \left(\frac{\partial F}{\partial \{\varepsilon\}^p} \right)^T d\{\varepsilon\}^p + \frac{\partial F}{\partial \kappa} d\kappa = 0 \quad (11)$$

应力增量为

$$d\{\sigma\} = ([D] - [D]_p) d\{\varepsilon\} \quad (12)$$

式中 $[D]_p = \frac{1}{A} \frac{\partial F}{\partial \{\varepsilon\}} \left(\frac{\partial F}{\partial \{\varepsilon\}^p} \right)^T$ 。

2.3 安全系数定义^[4~5]

采用非线性有限元法计算土坡稳定分析的安全系数。根据一般安全系数的计算方法, 树根桩设计时, 很难考虑压顶梁及树根桩对整个边坡的影响, 对压顶梁及树根桩整体的考虑大多数是采用近似或者完全忽略的方法, 而近年来大量的试验及现场观测资料表明: 压顶梁和树根桩的结合对边坡的整体稳定起着十分重要的作用, 而常规的计算方法基本上不考虑到这种作用的存在, 因此, 本文将采用非线性有限元的方法, 考虑结构与土的相互作用及其对边坡安全系数的影响。有限元边坡稳定性分析方法基于边坡的有限元应力分析结果, 对于任意形状的曲面, 以使之达到临近平衡状态的抗剪强度折减系数作为抗滑稳定安全系数。所以, 土工结构物的安全系数一般定义为结构所具有的承载力与承受荷载所需要的承载力之比。在土坡稳定分析中, 安全系数的定义即按此提出, 目前, 有限元边坡安全系数的定义方法有很多, 本文将根据 $F_s = \frac{c_a + \sigma \tan \varphi_a}{c_r + \sigma \tan \varphi_r}$, 采用土的强度的降低 (或提高) 的方法来计算安全系数。

3 实例分析

3.1 工程概况

工程位于某地江滨北路一带, 系 1989 年某水电站搬迁安置房建设时, 由原山坡切坡、填方而成。民房沿山坡不同高程建造, 74 m 高程以上为安置房, 以下为边坡及码头, 此前, 该边坡采用挡土墙加固, 效果不很理想, 产生二次滑坡。

3.2 工程地质情况

根据省地质工程勘察院提供的勘察报告, 场地内岩土体自上而下分为: 素填土、残积粉质粘土、强风化凝灰质粉砂岩、中风化凝灰质粉砂岩等 4 个工程地质单元。

表 1 场地主要土层及物理力学指标

Table 1 Soil stratification and physico-mechanical properties

土层名称	弹性模量 / MPa	泊松比	天然重度 / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	内摩擦角 / ($^\circ$)	粘聚力 / kPa
素填土	9	0.25	17.8	13.8	18
残积粉质粘土	16	0.26	17.4	24.2	18.7
强、中风化凝灰质粉砂岩	2.6×10^4	0.3	25	60	180

3.3 树根桩加固边坡稳定性分析^[6~8]

本工程采用两排树根桩, 桩长为 20 m 左右, 桩径为 0.15 m, 分别布置于 59 和 70 m 的高程处, 具体布置图如图 2。

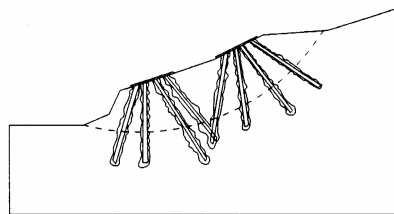


图 2 树根桩布置图

Fig. 2 Layout map of root piles

3.3.1 复合本构模型求解

(1) 位移等值线图 由图 3 可以看出: 复合本构模型求得的垂直位移最大达到二十几厘米, 水平位移为十几厘米, 与此前滑坡时的位移相比有较大的降低。

(2) 应力等值线图 图 4 示出了该边坡采用复合本构模型后的应力场的情况, 图中的应力集中是由于土层的突变引起的, 应力等值线反映了应力场的变化。

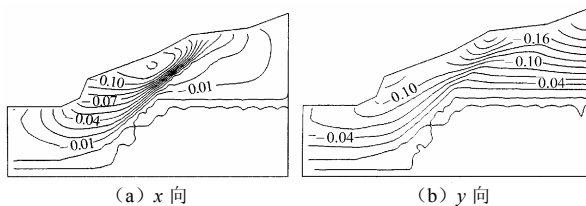
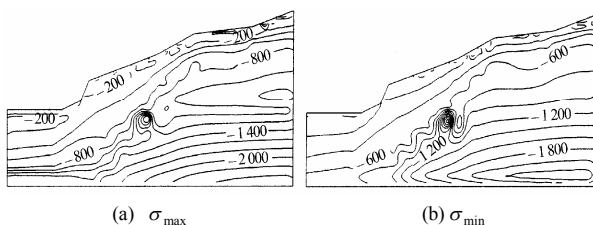


图3 X向及Y向位移图 (单位: m)

Fig. 3 Displacement of X direction and Y direction (unit: m)

图4 $\sigma_{\max}$ 及 $\sigma_{\min}$ 应力图 (单位: kN)Fig. 4 Stress isoline of $\sigma_{\max}$ and $\sigma_{\min}$ (unit: kN)

(3) 位移矢量图 从图 5 的位移矢量图可分析出边坡的位移方向, 由于上层土层强度指标较低, 因此, 位移量也较大, 但树根桩的加固减小了位移的大小。

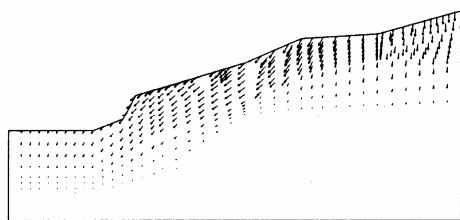
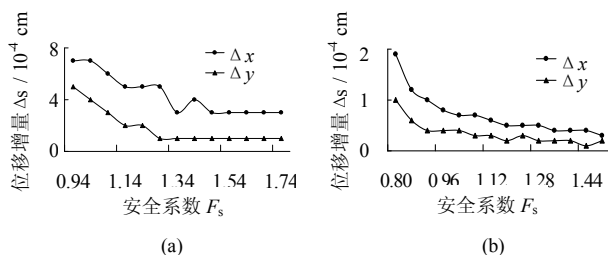
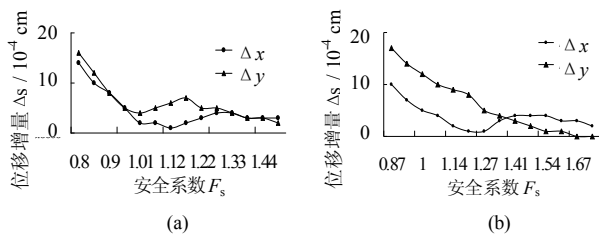
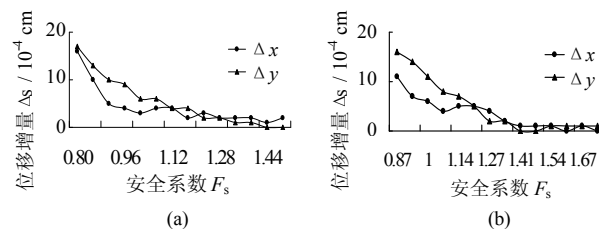


图5 位移矢量图

Fig. 5 Displacement vector map

(4) $\Delta s-F_s$ 曲线图 从复合本构模型计算的结果可以看出, 位移量明显的减小, 而在近地表处的位移量仍然较大, 水平向位移为 7 cm, 垂向位移可以达到 10 cm, 在土坡深处位移很小; 边坡中的应力相对均匀; 图 6~8 的 $\Delta s-F_s$ 图上表示出边坡的安全系数大约在 1.20, 比天然边坡计算的安全系数 ($F_s = 0.949$) 提高了 0.251, 说明树根桩加固起到一定的作用。

图6 边坡顶部两点的 $\Delta s-F_s$ 曲线图Fig. 6 $\Delta s-F_s$ curve of the top of slope图7 边坡中部两点的 $\Delta s-F_s$ 曲线图Fig. 7 $\Delta s-F_s$ curve of the middle of slope图8 边坡坡角两点的 $\Delta s-F_s$ 曲线图Fig. 8 $\Delta s-F_s$ curve of the bottom of slope

3.3.2 桩-土本构模型求解

(1) 位移等值线图 从图 9 可以看出, 桩-土本构模型考虑了桩土的相互作用, 边坡位移场发生较大的改变, 树根桩加固的区域位移量减小, 说明加固效果明显。

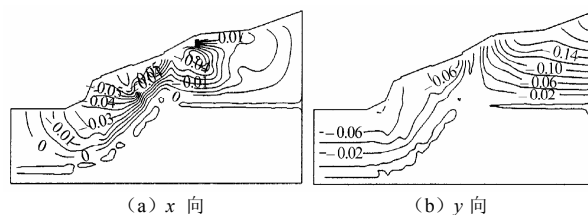
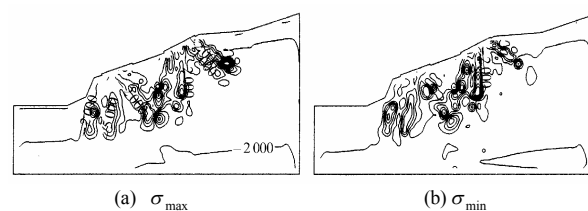


图9 X向及Y向位移图 (单位: m)

Fig. 9 Displacement of X direction and Y direction (unit: m)

(2) 应力等值线图 由图 10 可看出, 树根桩与土的相互作用所引起的土中应力集中主要发生在树根桩的加固部位, 该处应力等值线密集, 说明树根桩起到了抗力的作用。

(3) 位移矢量图 由图 11 可以看出, 树根桩的加固部位位移量非常小, 甚至未出现位移, 而在未加固的边坡顶部位移量较大, 但该处的大位移并不影响边坡的整体稳定性。

图10 $\sigma_{\max}$ 及 $\sigma_{\min}$ 等值线图 (单位: kN)Fig. 10 Stress isoline of $\sigma_{\max}$ and $\sigma_{\min}$ (unit: kN)

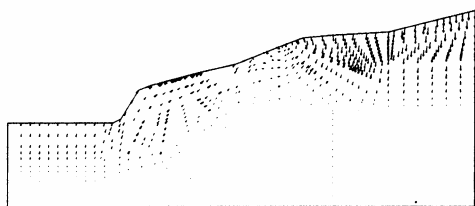
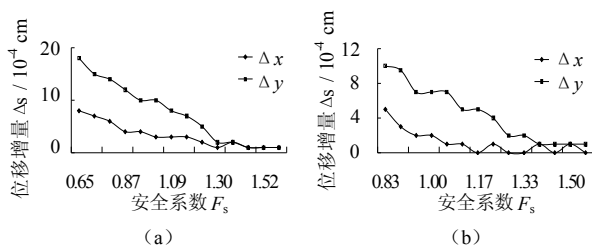
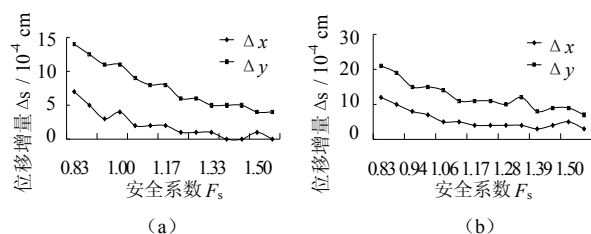
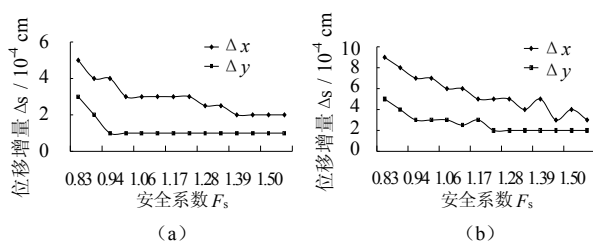


图 11 位移矢量图

Fig. 11 Displacement vector map

(4) Δs - F_s 曲线图 坡顶和坡角布置两排树根桩, 边坡整体位移量比复合本构模型计算的结果要小, 水平向位移为 5 cm, 垂向位移可以达到 6 cm, 在土坡深处位移很小; 边坡中的应力相对均匀; 在图 12~14 的 Δs - F_s 图上示出边坡的安全系数为 1.40。

图 12 边坡顶部两点的 Δs - F_s 曲线图Fig. 12 Δs - F_s curve of the top of slope图 13 边坡中部两点的 Δs - F_s 曲线图Fig. 13 Δs - F_s curve of the middle of slope图 14 边坡坡角两点的 Δs - F_s 曲线图Fig. 14 Δs - F_s curve of the bottom of slope

3.3.3 计算结果

从表 2 的计算结果总体分析得: 复合本构模型计算边坡的安全系数 F_s 平均值为 1.213; 桩-土本构模型计算的边坡安全系数 F_s 平均值为 1.415。

表 2 计算结果

Table 2 Result of calculation

模型类型	F_s					
	边坡顶部区		边坡中部区		边坡底部区	
复合本构模型	1.30	1.17	1.03	1.27	1.17	1.34
桩土本构模型	1.38	1.39	1.50	1.39	1.39	1.44

4 结 语

通过相应的计算程序验证该计算方法、计算结果完全准确, 复合本构模型计算的结果为 $F_s=1.213$, 而在边坡加固以前土坡的稳定性系数为 0.949(之前用同样的计算方法所得), 说明用树根桩加固后, 可使边坡的安全系数提高 0.264, 对于树根桩布置在边坡后边坡安全系数可以达到 1.415, 从计算的结果可以看出: 复合本构模型用一种均质化模型考虑了桩土的相互作用, 因而, 考虑了边坡的整体稳定性, 而桩-土本构模型采用接触面单元的方法考虑桩土的相互作用, 两种方法采用的桩-土相互协调方式不同, 但都能达到同样的目的, 计算结果都可以接受。

参 考 文 献

- [1] Cantoni R, Collotta T, Ghionna V N, Moretti P C. A design method for reticulated micropiles structure in sliding slopes[J]. **Ground Engineering**, 1989, 22 (1~8): 41~47.
- [2] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算(第二版)[M]. 北京: 水利电力出版社, 1994.
- [3] 钱家欢, 殷宗泽. 土工数值分析[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1991.
- [4] Whitman R V, Bailey W A. Use of computers for slope stability analysis[J]. **Journal of Soil Mechanics Foundation Division, American Society of Civil Engineering**, 1993, (4): 475~498.
- [5] Griffith D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. **Geotechnique**, 1999, 49 (3): 387~403.
- [6] 宋二祥. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. 岩土工程学报, 1997, 19 (2): 1~7.
- [7] Donald I B, Giam S K. Application of the nodal displacement method to slope stability analysis[A]. In: **Proceedings of 5th Australia-Zealand Conference Geomechanics** [C], Sydney: [s. n.], 1988. 456~460.
- [8] Mstusui T, San K C. Finite element slope stability analysis by shear reduction technique[J]. **Soil Foundation**. 1992, 32(1): 59~70.
- [9] Potts D M, Dounias G T, Vaughan P R. Finite element analysis of progress failure of Carsington embankment[J]. **Geotechnique**, 1990, 40 (1): 79~102.