文章编号：1000－7598－(2008) 08－2131－07

复合土钉墙工作性状的有限元模拟与分析

胡敏云[1]，彭孔曙[2]，潘晓东[1]

（1. 浙江工业大学，杭州 310014；2. 华东勘测设计研究院，杭州 310014）

摘 要：针对软土地区复合土钉墙（CSNW）的应用特点及施工方法，采用非线性有限元方法建立简单土钉墙及复合土钉墙受力变形的计算模型。对两种计算模型的土钉轴力分布、超前桩的受力以及土体的位移模式等进行研究，以明确复合土钉支护在加入搅拌桩以后其与简单土钉支护工作性状的差异，为复合土钉支护设计计算方法的改进提供依据。

关 键 词：复合土钉墙；工作性状；数值模拟；本构模型；超前桩

中图分类号：TU 443 **文献标识码：**A

Study on numerical simulation of composite soil nailed wall

HU Min-yun[1], PENG Kong-shu[2], PAN Xiao-dong[1]

(1. Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China; 2. East China Investigation and Design Institute Under CHECC, Hangzhou 310014, China)

Abstract: Based on nonlinear finite element method, numerical analysis is carried out to study the working behavior of composite soil-nailed wall(CSNW) in soft soil, including ground deformation and stress distribution in soil nails and leading piles. By comparing with simple soil nailed wall's simulation, the function of the leading piles in CSNW is analyzed. It is shown that the leading piles in CSNW can significantly help decreasing the displacement of retained soil as well as change the distribution of soil deformation, reducing the tensile force in soil nails, and therefore, increasing the stability of the retained soil.

Key words: composite soil-nailed wall; working behaviour; finite element method; constitutive model; leading pile

1 引 言

近些年来，在软土地区采用打超前桩以解决软土层的隔水、自立等问题的复合土钉墙得到了推广应用。但是，目前对复合土钉墙中超前桩所起的作用还不十分明确，特别是加入搅拌桩以后其内部的受力情况以及土体位移模式的变化情况还不清楚。实践表明，复合土钉墙中超前桩对提高土钉支护的安全性起着明显作用，所以有必要对复合土钉墙中超前桩的作用进行深入研究，以改变目前的理论研究落后于实际发展需要的状态。

关于复合土钉墙的研究，有些学者通过现场实测[1]，或者室内模型试验[2]的方法已展开研究，发现超前桩对复合土钉墙的整体稳定起一定作用，也有对圆弧滑裂面的曲线形状进行改进[3]，以期使滑裂面更符合实际情况，但其结论尚未得到验证。还有学者对非线性有限元方法用于复合土钉支护进行了研究[4, 5]，为复合土钉支护有限元分析奠定了一定的理论基础，但研究内容尚需补充。

鉴于目前对复合土钉墙支护结构工作机制研究的不足，本文运用大型有限元软件 ABAQUS 对土钉支护及复合土钉支护进行模拟分析，对其内部各构件的受力及土体位移等情况进行研究，以期明确复合土钉支护与简单土钉支护工作性状的差异，为复合土钉支护的设计计算方法的改进提供依据。

2 复合土钉支护的数值分析方法

2.1 基本假定

根据软土特性及复合土钉墙的工作特征，结合目前国内外同类研究方法[6−10]，对有限元计算模型采用以下基本假定：（1）考虑到除基坑坑角外，同一边同一水平上相邻土钉的受力和变形基本相同，将复合土钉挡墙的计算简化为二维平面应变问题；（2）假定桩、土钉为弹性材料。

收稿日期：2006-12-25

作者简介：胡敏云，女，1970 年生，博士、副教授，主要从事土力学与环境岩土工程方面的科研与教学工作。E-mail: huminyun@zjut.edu.cn

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

2.2 软土本构模型及参数取值方法

复合土钉支护多用于软土地区，而软土的应力-应变关系是很复杂的，具有非线性、弹塑性、各向异性等性状。鉴于软土的这些特性，本文选用 Duncan-Chang 建立的 E-B 非线性弹性模型，该模型能反映岩土材料的非线性弹性和考虑土层模量随深度的变化，是比较成熟的模型。该模型数学上比较简单，概念清楚，参数少，每一个参数都有一定的物理意义，可以通过常规三轴试验确定[11]。

由于 ABAQUS 中没有提供 E-B 模型，笔者自行编制了 E-B 本构模型并嵌入主程序中，以下通过实例分析验证其合理性。

2.3 土钉墙单元的划分与选取

水泥搅拌桩和土钉与土体之间的接触，采用 ABAQUS 中的界面约束（constraints）命令，使用嵌入区域（embedded region）来处理，采用两个约束，其中一个以水泥搅拌桩和土钉作为嵌入区域（embedded region）嵌入到土体中去，土体作为主区（host region）；另一个以土钉为嵌入区域（embedded region）嵌入到水泥搅拌桩中去，水泥搅拌桩作为主区（host region）。嵌入的涵入指的是将附体的刚度按刚度等效原则等效到主体里面，这里的附体指的是桩及土钉，主体指的是土体。由于篇幅所限，本文略去了对本方法的具体描述，可以参考程序使用说明。

2.4 开挖过程的模拟

复合土钉支护的施工是一个边开挖边支护的过程，其有限元的模拟通过逐步“杀死”开挖土体单元以及“激活”土钉单元与桩单元来实现。而边界条件设定为底部节点约束所有的自由度，两个侧面节点均约束水平方向的自由度。

3 实例计算与分析

3.1 工程概况

南京市某明挖隧道支护工程[12]，设计开挖深度为 10 m。开挖影响深度范围内的主要土层为粉土夹粉砂、粉细砂。主要土层物理力学性质见表 1。采用深层搅拌桩与土钉相结合的复合土钉支护方案，由上至下共设 9 排土钉，倾角均为 15°，钉长 $L=18$ m，土钉布置如图 1 所示。

表 1 主要土层物理力学性质
Table 1 Properties of subsoils

土层名称	层厚 /m	饱和重度γ /kN·m^{-3}	黏聚力 c /kPa	内摩擦角φ /(°)
素填土	1	18	15	10
粉土夹粉砂	10	19	8.7	30.7
粉细砂	12	19.1	9.4	30.6

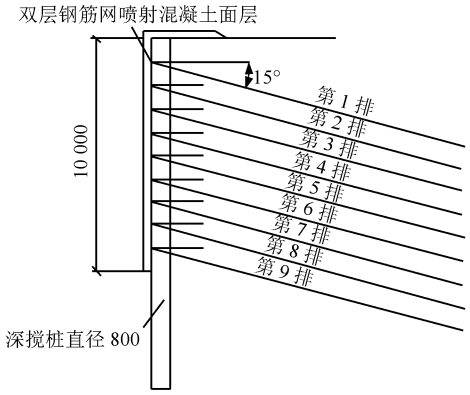


图 1 基坑支护图（单位：mm）
Fig.1 Soil nailed excavation (unit: mm)

3.2 有限元计算模型

计算模型示意图如图 2 所示。

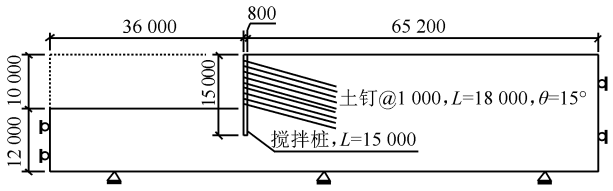


图 2 计算模型示意图（单位：mm）
Fig.2 Calculation model (unit: mm)

3.3 计算参数的选取

根据场地地质条件，有限元计算所采用的参数为：土体重度 $\gamma=19$ kN/m^3，侧向静止土压力系数 $K_0=0.577$；土钉的等效模量 $E=1.692\times10^3$ GPa，重度 $\gamma=78$ kN/m^3，泊松比 $\upsilon=0.3$；水泥搅拌桩的等效模量 $E=1.0\times10^2$ MPa，重度 $\gamma=25$ kN/m^3，泊松比 $\upsilon=0.28$。地面超载 $q=10$ kPa。Duncan-Chang 模型参数见表 2，表中 c、φ 为抗剪强度指标；k、n 为三轴试验确定的与土的初始切线模量相关参数，无量纲；k_b、m 为三轴试验确定的与土的体积模量相关参数，无量纲；R_f 为破坏比；AUR 为卸载模量与初始加载模量系数之比；PA 为初始应力切线模量对应的三轴试验固结应力值。

表 2 Duncan-Chang E-B 模型参数
Table 2 Duncan-Chang E-B model parameters

参数	数值	参数	数值	参数	数值
k	210	c /kPa	9	k_b	150
n	0.57	φ /(°)	30	m	0.075
R_f	0.74	PA /kPa	100	AUR	1.1

3.4 计算结果分析

图 3 为有限元计算的开挖完成后，开挖面的水平向位移图，可见在开挖完成后搅拌桩在坑的中下

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

部向外凸出，最大侧向位移发生在基坑中下部，与工程实测情况相吻合。由于最大侧向位移在中下部，所以下部土钉受到更大的拉力。

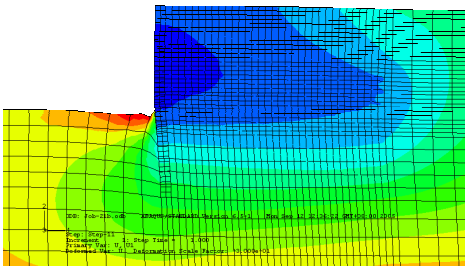
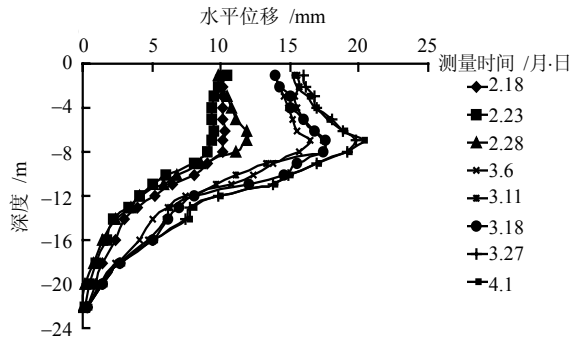
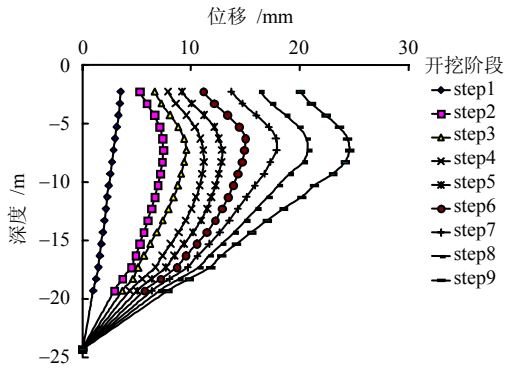


图 3　开挖完成后开挖面水平向位移示意图
Fig.3　Horizontal displacements (calculated)

图 4（a）为现场实测的复合土钉墙的侧向水平位移随时间发展的曲线，其中第 1 条曲线是在第 5 道土钉设置后测得。图 4（b）为 ABAQUS 计算的不同开挖阶段复合土钉墙的侧向水平位移曲线。从图 4 可以看出，有限元计算结果与实测结果的变化趋势基本相同。



（a）现场实测



（b）有限元分析

图 4　复合土钉墙侧水平位移曲线
Fig.4　Soil displacements beside CSNW

图 5 为达到设计挖深时坑侧土体最终水平位移的计算值与实测值的比较。由图可见，二者的位移趋势和最大位移点的位置相符，但计算值比实测值偏大，这可能与下列因素有关：（1）计算值是坑壁土体的水平位移，而实测时由于现场条件限制，测斜管与坑壁尚有一定距离；（2）核实工程实际情况时发现，深层搅拌桩的施工长度为 18 m，直径为 850 mm，而计算时采用桩长 15 m，直径为 800 mm。若剔除上述原因，本文的计算精度将进一步提高。通过实例分析，可验证有限元模型与分析方法应用于复合土钉支护受力和变形机制的研究的合理性。

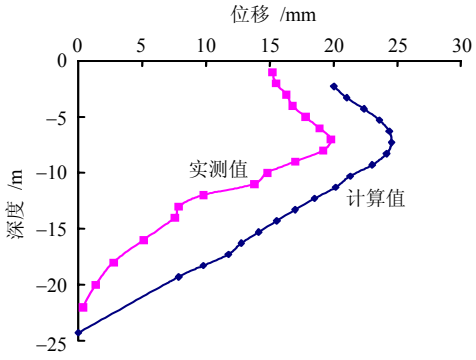


图 5　土体最终水平变位的比较
Fig.5　Comparison of horizontal displacements

4　复合土钉支护与简单土钉支护的数值计算与分析

为了了解复合土钉支护在加入搅拌桩以后其工作性状与简单土钉支护的区别，下面通过算例分别计算两者的工作过程，对其位移模式及土钉轴力等情况进行对比分析。

4.1　简单土钉支护数值模拟

4.1.1　算例与参数取值

某基坑挖深 7 m，开挖面主要处于淤泥质黏土层，设 6 排土钉，土钉的水平及竖直间距均为1 m，土钉长10 m，倾角为10°，模型尺寸见图6。

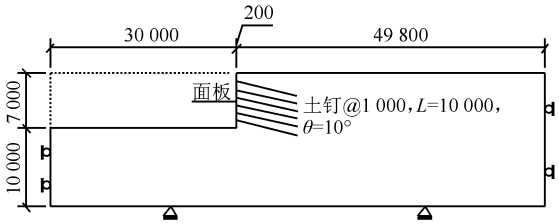


图 6　简单土钉支护计算模型（单位：mm）
Fig.6　Calculation model for simple soil nailed wall (unit: mm)

土体的参数：$\gamma = 17$ kN/m^3，侧向静止土压力系数 $K_0 = 0.826$；土钉的参数：等效模量 $E = 1.692\times10^3$ GPa，$\gamma = 78$ kN/m^3，$\upsilon = 0.3$；面板的参数：等效模量 $E = 2.6\times10^4$ MPa，$\gamma = 25$ kN/m^3，

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

$\upsilon=0.3$；重力加速度 $g=9.81$ m/s^2（方向向下），地面超载 $q=10$ kPa。对淤泥质黏土，Duncan-Chang 模型参数见表 3[13]。

表 3 Duncan-Chang E-B 模型参数
Table 3 Duncan-Chang E-B model parameters

参数	数值	参数	数值	参数	数值
k	135	c /kPa	10	k_b	160
n	0.685	φ /(°)	12	m	0.075
R_f	0.77	PA /kPa	100	AUR	1.1

4.1.2 计算结果与分析

（1）面板的水平位移

基坑面板的水平位移如图 7 所示，各开挖步的变形均为基坑顶部最大，且随开挖深度增大，水平位移逐渐增大，到最后一步开挖，坑顶水平位移为 105.6 mm。与最大开挖深度之比为 1.5 %。

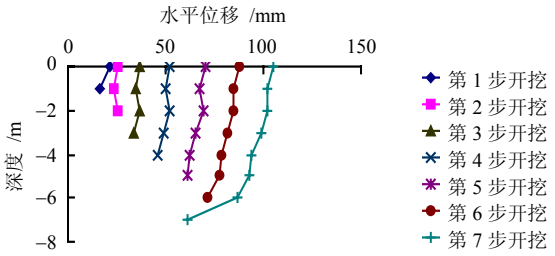


图 7 各开挖步面板的水平位移
Fig.7 Displacements of face board at different steps

（2）土体的水平位移

最后一步开挖时，距面层不同距离土体的水平位移如图 8 所示。总的变形趋势为，距面板越近的土体水平位移越大，且最大土体位移基本处于地面。随着距面板距离的增大，土体的水平位移逐渐减小，达到一定距离后土体水平位移趋向于 0。在距面板 10 m 处，即土钉尾部附近，出现了最大水平位移不在基坑顶部，而是在第一层土钉附近的现象，这与实测的情况是相符的[14]。

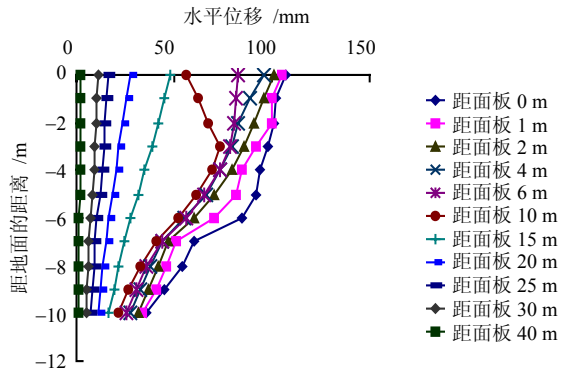


图 8 距面板不同距离处土体水平位移
Fig.8 Soil displacements behind excavation face

（3）土钉轴力

各开挖步的土钉轴力如图 9 所示。开始阶段土钉轴力沿长度方向分布基本上是端部大，向土钉后部逐步减小，到尾部降到最低。随开挖步的增加，由于潜在滑裂面土钉最大轴力点有向后移的趋势，土钉轴力分布基本上呈现两端小、中间大的枣核形，但土钉前部的轴力还是明显大于尾部。由于采用的 E-B 本构模型考虑了土体模量随深度增大，土钉的轴力值也随深度逐层增大，见图 10。而各层土钉轴力最大值的连线在理论上讲接近于基坑潜在滑移面的位置。

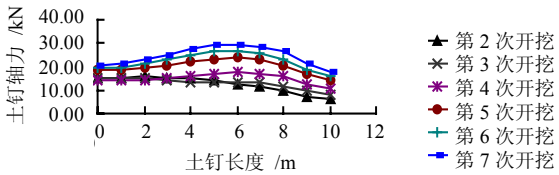


图 9 第 1 层土钉各开挖步的轴力
Fig.9 Axial force distribution of the first layer soil nail at different steps

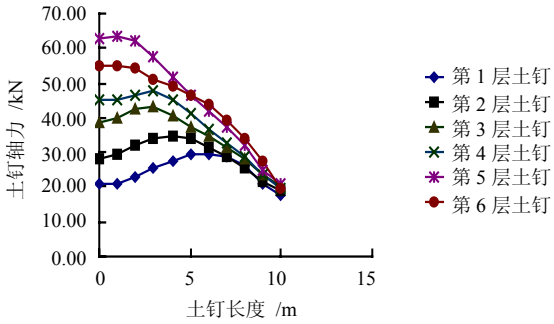


图 10 开挖完成后各层土钉轴力分布图
Fig.10 Axial force distributions of soil nails in different layers after excavation

4.2 复合土钉支护数值模拟

4.2.1 算例与参数取值

某基坑开挖深度为 7 m，开挖面主要处于淤泥质黏土层，设 6 排土钉，水平及竖直间距均为 1 m，土钉长为 10 m，倾角为 10°，搅拌桩直径为 500 mm，搅拌桩插入深度为 5 m。模型尺寸见图 11。搅拌桩的参数：$E=1.3\times10^2$ MPa，$\gamma=25$ kN/m^3，$\upsilon=0.28$，其余参数同简单土钉支护的情况。

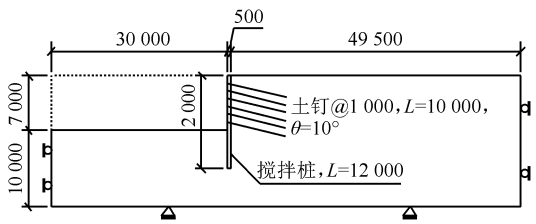


图 11 计算模型示意图（单位：mm）
Fig.11 Calculation model for CSNW (unit: mm)

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

4.2.2　计算结果与分析

（1）搅拌桩的水平位移

各开挖步的搅拌桩侧移见图 12，可见第 1 步开挖时搅拌桩的水平位移上大下小，基坑顶部水平位移最大，随着开挖深度的增加，搅拌桩水平位移逐渐加大，但搅拌桩中部水平位移较上部位移的增加发展较快，位移曲线逐渐弯曲，向基坑内凸起，呈“凸肚状”，水平位移最大点向下部移动，开挖完成时位于基坑壁的中下部。

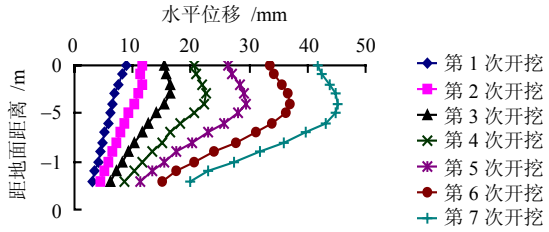


图 12　各开挖步搅拌桩的水平位移
Fig.12　The deformations of supporting pile at different steps

（2）土体的水平位移

搅拌桩后土体的水平位移如图 13 所示。与简单土钉支护相类似，随着距搅拌桩距离的增大，土体的水平位移逐渐减小，达到一定距离后土体水平位移基本上接近于 0。水平位移的最大值发生在桩后。与简单土钉墙不同的是（图 14），土体的最大位移不是发生在顶部，而是处于基坑中下部；在 10 m 以外，即土钉加固区以外，土体的最大位移发生于顶部，说明了在土钉加固区土钉和桩以及土体形成了一个协同变形的整体，由于水泥搅拌桩的存

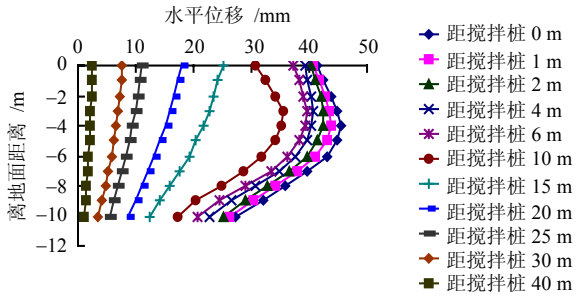


图 13　距搅拌桩不同距离处土体的水平位移
Fig.13　Soil deformations behind supporting piles

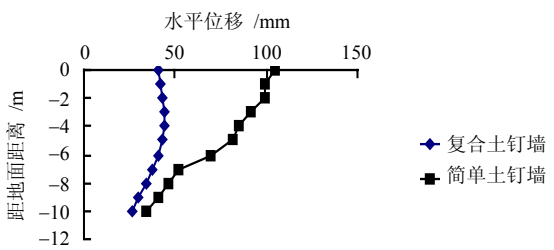


图 14　距面板（搅拌桩）1 m 处土体水平位移
Fig.14　Soil deformations at 1m behind excavation face

在改变了土体的位移模式。

（3）土钉轴力

各开挖步的土钉轴力如图 15 所示。同简单土钉支护的土钉轴力分布相似，复合土钉支护的土钉轴力沿长度方向的分布在开始阶段也是端部大，向土钉后部逐步减小，到尾部降到最低。而随开挖步的增加，由于潜在滑裂面土钉最大轴力点有向后移的趋势，其移动的程度从上往下逐层减少，最上层的土钉其轴力最大点处于土钉中后部，而下层土钉其轴力最大值还是在端部附近。同时由于土体采用的 E-B 本构模型考虑了土体模量随深度增大，土钉的轴力值也随深度逐层增大（图 16）。

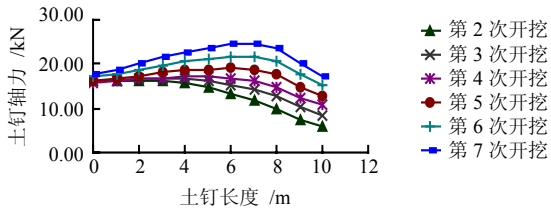
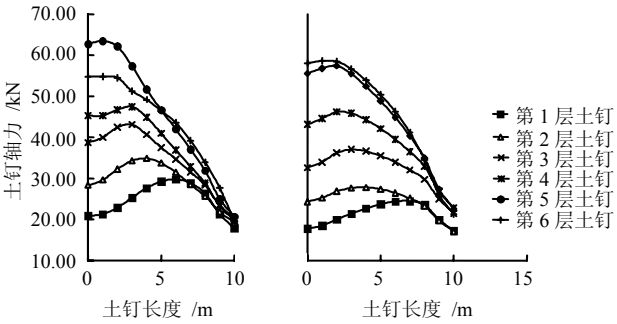


图 15　第 1 层土钉各开挖步的轴力
Fig.15　Axial force distribution of the first layer soil nail at different steps



（a）简单土钉支护　　（b）复合土钉支护

图 16　开挖完成后各层土钉轴力分布图
Fig.16　Axial force distributions of soil nails in different layers after excavation

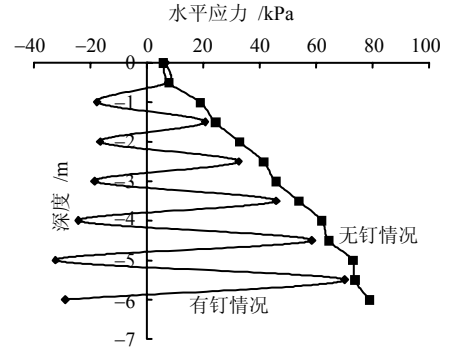
图 16 为简单土钉支护与复合土钉支护土钉轴力分布的比较。由图可见，复合土钉支护中各层土钉轴力普遍小于简单土钉的情况，但第 5 层土钉的轴力例外，这主要是因为在复合土钉支护中，土体最大水平位移点下移，引起基坑中下部的土钉轴力增加。从图中还可以看出，在潜在滑移面以前，受搅拌桩作用的影响，复合土钉支护中土钉轴力分布更均匀。

（4）搅拌桩桩身受力

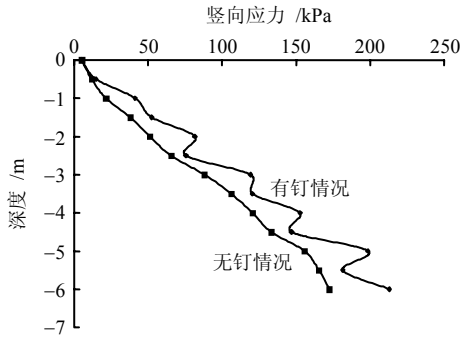
图 17 分别给出了搅拌桩的水平受力及竖向受力情况。从图 17（a）中可以看出，在无钉情况下，由于搅拌桩侧土压力随深度增加，剪应力亦随深度

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

增大；而在有钉情况下，在设钉位置处桩身出现了反向的剪应力，说明土钉的拉力改变了搅拌桩局部承受的剪应力。从图 17（b）可以看出，在无钉情况下搅拌桩竖向应力随深度增大而逐步增大而有钉情况下，由于土钉拉力在竖向的分力作用于搅拌桩上，使得搅拌桩在这些部位的轴力明显增大。说明在复合土钉支护中搅拌桩不仅起挡土、防水的辅助作用，而且由于其对土钉提供了有力的支撑，从而对提高整个支护结构的稳定性也起到一定作用。



（a）水平受力剪应力



（b）竖向受力（轴力）

图 17 搅拌桩桩身受力图

Fig.17 Stresses in supporting pile

5 结 论

通过对复合土钉支护与简单土钉支护的有限元对比模拟分析和比较二者工作性状的差异，同时对复合土钉支护中搅拌桩的桩身受力进行分析，得到如下主要结论：

（1）基坑壁变形模式：复合土钉支护基坑壁侧向位移最大点不在基坑顶部，而在基坑中下部，呈“凸肚状”。由于搅拌桩的存在，水平位移大大减小，说明搅拌桩除了起止水帷幕作用外，对限制基坑壁的水平位移也有重要的作用；

（2）土体位移模式：复合土钉支护桩后土体的最大水平位移同搅拌桩一样不是发生在顶部，而是处于中下部的位置，而在距离 10 m 以后亦即土钉加固区以外，土体的最大位移发生于顶部，说明了在土钉加固区土钉和桩以及土体形成了一个协同变形的整体，由于水泥搅拌桩的存在改变了基坑外土体的位移模式。

（3）土钉轴力：复合土钉支护土钉轴力最大值发生于潜在滑裂面上。同简单土钉支护类似，土钉全长轴力分布也呈中间大两端小的“枣核”型，但复合土钉支护土钉端部轴力小于简单土钉支护。

（4）搅拌桩受力：由于搅拌桩本身存在一定刚度，其受到土钉的竖向及水平向分力并提供反力而参与支护结构的受力，不但改善了土钉的受力情况，而且对桩后土体提供一定的支护力，对整个支护结构的稳定性起到相当的作用，这显然是喷射混凝土面层无法比拟的。

（5）搅拌桩的作用与影响：搅拌桩能插入到开挖面以下，使得被动区土体得到加固，且起到抗隆起、抗倾覆、抗滑移等作用，加强了复合土钉支护在软土地区的优越性。

综上所述，在分析复合土钉墙稳定性时应以充分考虑搅拌桩所起到的作用，通过受力分析计算搅拌桩提供的支护力，以改进现有复合土钉支护设计方法，具体可见文献[14]。

参 考 文 献

[1] 杨志银，蔡巧灵. 复合土钉墙模式研究及土钉应力的监测试验[J]. 建筑施工，2001，23（6）：427－430.
YANG Zhi-yin, CAI Qiao-ling. Study on composite soil nailing mode and monitoring test of soil-nail stress[J]. **Building construction**, 2001, 23(6): 427－430.

[2] 孙铁成，张明聚，杨茜. 深基坑复合土钉支护模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报，2004，23（15）：2 385－2 392.
SUN Tie-cheng, ZHANG Ming-ju, YANG Qian. Modeling study on composite soil nailing for deep excavation[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(15): 2 385－2 392.

[3] 尹骥，管飞. 对计算复合土钉支护整体稳定性的圆弧滑动法的改进[J]. 上海地质，2004，（2）：9－12.
YIN Ji, GUAN Fei. Try to improve the slice method employed to calculate the stability of compound soil nail retaining walls[J]. **Shanghai Geology**, 2004, (2): 9－12.

[4] 杨林德，李象范，钟正雄. 复合型土钉墙的非线性有限元分析[J]. 岩土工程学报，2001，23（2）：149－152.
YANG Lin-de, LI Xiang-fan, ZHONG Zheng-xiong. The nonlinear analysis of FEM on composite soil-nailed retaining wall[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2001, 23(2): 149－152.

下转第 2162 页

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

种加固方案的试验研究，得到了以下结论：

（1）测试路段的动力作用水平均在合理的范围内，动力学指标均低于相关限值（根据文献[8]及相关资料，路基面位置的动力学指标限值为：动应力小于等于 100 kPa、振动变形小于等于 1 mm、加速度小于等于 20 m/s^2），病害路基的整治取得了良好效果。

（2）测试数据表明，路基面动力学性能优劣顺序依次为：良好路基断面，混凝土夯扩桩加固断面，混凝土夯扩桩与土工格室联合作用加固断面，这能与几个方面的因素有关：①这种结果与轨面的平顺性评价一致（参考图4），在加固断面很差的平顺性导致了基床动力指标测量值偏大；②与加固断面附近的线路还未完全稳定，弹塑性变形较大有关（k337+700断面的混凝土夯扩桩施工对基床的扰动较大，线路稳定所需的时间较长，动测期间还未完全稳定，弹塑性变形较大）。

参 考 文 献

[1] 成都铁路分局. 半干硬性混凝土夯扩桩加固成都黏土基床的试验研究[R]. 成都：[s. n.]，2004.

[2] 铁道科学研究院. 不同基床表层结构及路基、轨道动态试验研究报告[R]. 成都：[s. n.]，2003.

[3] 西南交通大学道路与铁道工程系. 土工格室加固既有线路路基基床工程试验研究报告[R]. 成都：西南交通大学，2000.

[4] 铁道部科学研究院铁道建筑研究所. 高速铁路路基技术条件研究报告[R]. 北京：铁道部科学研究院铁道建筑研究所，1995.

[5] 铁道部科学研究院铁道建筑研究所. 路基受力与变形实测分析[R]. 北京：铁道部科学研究院铁道建筑研究所，1990.

[6] 罗强，周华，王之健，等. 土工格室加固既有线铁路基床试验研究[J]. 铁道学报，2004，26（3）：98－102.
LUO Qiang, ZHOU Hua, WANG Zhi-jian, et al. Test study on geocell-stabilized railway subgrades[J]. **Journal of the China Railway Society**, 2004, 26(3): 98－102.

[7] 西南交通大学道路与铁道工程系. 路桥过渡段设置方式试验研究报告[R]. 成都：西南交通大学，2003.

[8] 罗强. 高速铁路路桥过渡段动力学特性分析及工程试验研究[博士学位论文 D]. 成都：西南交通大学，2003.

上接第 2136 页

[5] 闫丽，李日润. 不同地层条件下复合土钉墙轴力的研究[J]. 煤田地质与勘探，2003，31（5）：43－45.
YAN Li, LI Ri-run. Research on axis force of composite soil-nailed wall in different soil layers[J]. **Coal Geology & Exploration**, 2003, 31(5): 43－45.

[6] SIMTH I M. Three-dimensional analysis of reinforced and nailed soil[C]//Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechancis, Rotterdam: Balkema, 1992. 829－838.

[7] HO D K H, SMITH I M. Modelling of soil nailing construction by 3-dimensional finite element analysis [C]//Proceedings of Conference on Retaining Structures, Cambridge: [s. n.], 1992: 515－528.

[8] SMITH I M, SU N. Three-dimensional FE analysis of a nailed soil wall curved in plan[J]. **International Journal for Numerical and Analytical methods in Geo-mechanics**, 1997, 21: 583－597.

[9] TABRIZI S K. 3-D finite element modeling of soil-nailed wall[D]. New Jesey: The State University of New Jesey, 1996: 550－563.

[10] 李跃宇，刘树春. 用 ABAQUS 进行弹塑性问题的分析[J]. 淮海工学院学报(自然科学版)，2004，13（3）：18－21.
LI Yue-yu, LIU Shu-chun. An analysis of elastic-plastic problem by using ABAQUS[J]. **Journal of Huaihai Institute of Technology**, 2004, 13(3): 18－21.

[11] 徐远杰，王观琪，李健，等. 在 ABAQUS 中开发实现 Duncan-Chang 本构模型[J]. 岩土力学，2004，25（7）：1 032－1 036.
XU Yuan-jie, WANG Guan-qi, LI Jian, et al. Development and implementation of Duncan-Chang constitutive model in ABAQUS[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(7): 1 032－1 036.

[12] 张凡，段建立，谭跃虎. 复合土钉支护工作性能的现场测试研究[J]. 建筑技术，2003，34（2）：104－105.
ZHANG Fan, DUAN Jian-li, TAN Yue-hu. Site test and study on the shoring performance of composite soil nailing[J]. **Architecture Technology**, 2003, 34(2): 104－105.

[13] BRIAUD J L, LIM Y J. Tieback walls in sand: numerical simulation and design implications[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1999: 101－110.

[14] 钟正雄，李象范，杨林德. 软土地区复合土钉墙技术的有限元分析[J]. 上海地质，1999，（3）：28－34.
ZHONG Zheng-xiong, LIN Xiang-fan, YANG Lin-de. FEM on composite soil-naliling wall in the area of soft soil[J]. **Shanghai Geology**, 1999, (3): 28-34.

[15] 彭孔曙，胡敏云，沈维维. 复合土钉墙设计计算方法研究[J]. 浙江工业大学学报，2006，34（1）：15－19.
PENG Kong-shu, HU Min-yun, SHEN Wei-wei. Research on the calculating method for the whole stability of composite soil-nailed wall[J]. **Journal of Zhejiang University of Technology**, 2006, 34(1): 15－19.

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net