

# 路堤式加筋土挡墙三维数值模拟

陈建峰, 柳军修, 石振明

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 采用 3 维有限元程序 Z\_Soil 对某软土地基上路堤式加筋土挡墙建立考虑流固耦合的 3 维数值模型, 分析其地基沉降、墙面变形、筋材应变分布以及稳定性, 并与实测值和 2 维有限元 Plaxis 分析结果进行比较。分析结果表明: 采用等效竖向渗透系数模拟塑料排水板处理地基是合理的, 计算的地基沉降、墙面变形随时间变化历程与实测结果吻合较好; 3 维有限元在筋、土及其界面单元模拟上要比 2 维有限元精细, 能较好地模拟墙面“鼓肚”现象; 3 维有限元计算的筋材应变随地基变形而增大, 且挡墙底部筋材应变最大, 计算结果符合地基变形情况下筋材应变变化规律; 3 维有限元模拟的挡墙在平面呈弧形扩展的滑裂面形状和位置与现场试验观测结果一致, 其较 2 维有限元在模拟本问题加筋土挡墙上要更加合理。

**关键词:** 加筋土挡墙; 软土地基; 路堤; 3 维数值模拟; 稳定性

**中图分类号:** TU47

**文献标志码:** A

## Three-dimensional Numerical Simulation of a Reinforced Soil Embankment/Wall

CHEN Jianfeng, LIU Junxiu, SHI Zhenming

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** A three-dimensional seepage-coupling finite element modeling using Z\_Soil<sup>3D</sup> was performed on a reinforced soil embankment/wall (RSW) on soft clay. The settlement, horizontal displacement, geogrid strain, and stability of the RSW were analyzed and compared with the measurements as well as the calculation results from 2D finite element program Plaxis<sup>2D</sup>. The results show that it's reasonable to use the equivalent vertical conductive coefficient to simulate the foundation treated with prefabricated vertical drains. The calculated foundation settlement and RSW deformation varying with time agree well with the measurements. Compared with 2D FEM, 3D FEM can more deliberately simulate the elements of geosynthetics, soil and

their interface and consequently well capture the bulging of RSW facing during step loading. The calculated strain of each geogrid increases with an increase of foundation settlement and the strain of base reinforcement reaches the maximum value of those all, which agrees with the finding of variation of geosynthetics strain with foundation settlement. The simulated slip surface which exhibits arc in plan view is in consistence with the observed failure mode of the RSW. Therefore, 3D FEM is more capable to capture the behavior of this RSW on soft clay.

**Key words:** reinforced soil retaining wall; soft clay; embankment; three dimensional numerical simulation; stability

尽管工程实践早已表明, 加筋土挡墙作为柔性结构体, 能适应高压缩性的软土地基, 但国内外现有的加筋土挡墙计算理论和方法却基于刚性地基上加筋土挡墙性状的实验和理论研究成果<sup>[1-3]</sup>。然而, 目前对可压缩性软弱地基上加筋土挡墙性状的研究还很有有限。Alfaro 等<sup>[4]</sup>对 5.7 m 高路堤式加筋土挡墙进行了现场试验及 2 维有限元模拟, 分析结果表明, 挡墙地基沉降导致墙面水平位移和筋材拉力的不断增大。Rowe 和 Skinner<sup>[5]</sup>对层状地基上 8 m 高干砌混凝土块体(模块式)墙面加筋土挡墙进行 2 维有限元模拟, 发现地基变形可显著增大墙面、墙底位移和筋材应变, 并使墙趾处的垂直应力增大。Skinner 和 Rowe<sup>[6]</sup>用 2 维有限元对假想的 10 m 厚软黏土层上的 6 m 高模块式墙面加筋土挡墙和桥台进行分析, 认为尽管外部稳定性不足, 加筋土挡墙仍能承受因地基土屈服产生的过量变形。Yoo 和 Song<sup>[7]</sup>对软土地基上 5 m 高二级台阶模块式墙面加筋土挡墙进行了 2 维有限元分析, 得出地基的屈服会影响下一级挡墙的内部和外部稳定。陈建峰等<sup>[8]</sup>采用 Plaxis 2

维有限元程序对软土地基路堤式加筋土挡墙进行了数值模拟,并探讨了加长挡墙底部筋材对其稳定性的影响。

上述文献对 3 维问题的加筋土挡墙都作了 2 维问题的简化,这可以提高计算和分析的效率,但可能忽略了边界条件等因素对计算结果的影响,且无法模拟 3 维稳定性问题<sup>[9]</sup>。本文采用 3 维有限元程序 Z\_Soil 对笔者曾经用 2 维有限元分析过的路堤式加筋土挡墙建立考虑流固耦合的 3 维数值模型,分析其地基沉降、墙面变形、筋材应变分布以及稳定性,并与实测值和 2 维有限元分析结果进行了比较,以探讨 3 维有限元模拟本问题的合理性。

## 1 工程概况

某加筋土挡墙<sup>[10]</sup>,墙高 7.6 m,位于路堤横断面。路堤顶面宽度为 37.2 m,底面宽度为 60.6 m,两侧为对称的 1:1.5 边坡。挡墙墙面采用筋材反包形式。筋材间距为 0.5 m,长度为 13.5 m,其中反包段长度为 3.5 m,即加筋体长度为 10 m。筋材为坦萨(Tensar)UX1400 塑料土工格栅。

在填筑挡墙以前,先在原地面上填筑 1.6 m 厚的填土,填土成分为粉质黏土,而后铺设了 0.6 m 厚的砂垫层。在砂垫层上向下打设了 SPB-B<sub>0</sub> 型塑料排水板,梅花型布置,长度为 12 m,间距 1.5 m。待地基沉降稳定后,在其上分层填筑挡墙。挡墙填土与先前填筑的 1.6 m 填土相同,也为粉质黏性土,其含水率为 22%~25%,经压实后重度为 19.0 kN·m<sup>-3</sup>,黏聚力为 16 kPa,内摩擦角 30°。图 1 为施工完成后的加筋土挡墙<sup>[10]</sup>。



图 1 加筋土挡墙<sup>[10]</sup>

Fig.1 Photo of the RSW on soft clay<sup>[10]</sup>

根据勘察报告,建设场地水位埋深为 0.2~1.6 m,地基压缩层及其厚度从上到下分别为:②褐色-灰黄色黏土,2.6 m 厚;③<sub>1</sub> 灰色淤泥质粉质黏土,4.4 m 厚;③<sub>2</sub> 灰色黏土,3.6 m 厚;④<sub>1</sub> 暗绿-草黄色粉质

黏土,7.4 m 厚;④<sub>2</sub> 草黄色粉质黏土,13.0 m 厚。

挡墙采用分级堆载法填筑,图 2 为挡墙施工堆载高度-时间曲线。可分为 4 个堆载时间段,即 0~45 d,71~100 d,139~156 d,187~190 d,堆载高度分别为 2.8,5.2,6.7 和 7.6 m。

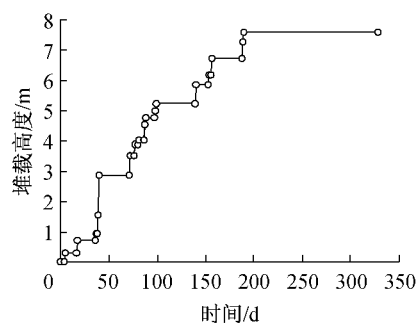
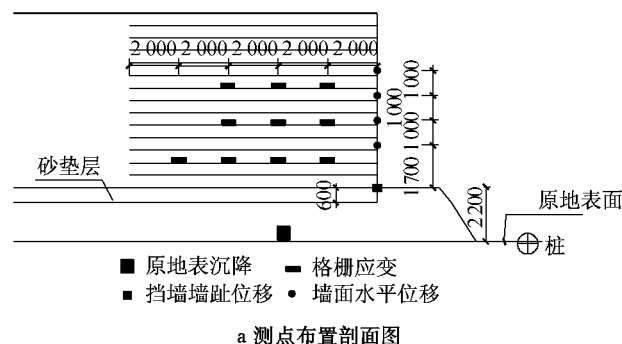


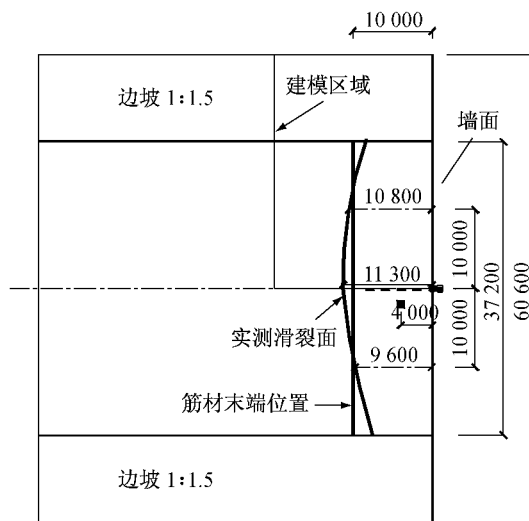
图 2 堆载高度-时间曲线

Fig.2 Loading-time curve

在原地表面(标高 2.20 m)埋设有 1 个沉降板,在挡墙填土中布设了墙面水平位移标记点、墙趾位移桩以及土工格栅柔性位移计等。具体测点布置如图 3 所示。



a 测点布置剖面图



b 测点平面布置及墙顶滑裂面位置

图 3 测点布置及墙顶滑裂面位置(尺寸单位:mm)

Fig.3 Section view of instrumentation arrangement and crack observed at RSW surface(unit: mm)

图 4 为沉降板监测的原地表沉降历时曲线。由图可见,190 d 时沉降发生突变,这是挡墙最后一级 0.9 m 高填土堆载引起的,此时,在挡墙顶面距墙面 10 m 处筋材末端位置出现裂缝,向两侧呈弧形扩展,加筋体整体下陷<sup>[10]</sup>,如图 3b 所示,表明此时已达到挡墙的极限高度。在 200 d 后,距离挡墙墙面水平距离 5.0 m 以外,打设了直径 0.50 m、长 28 m 的预应力管桩,桩间距 3.1 m,作为地基的桩基础,并起到防止挡墙进一步滑动的作用。

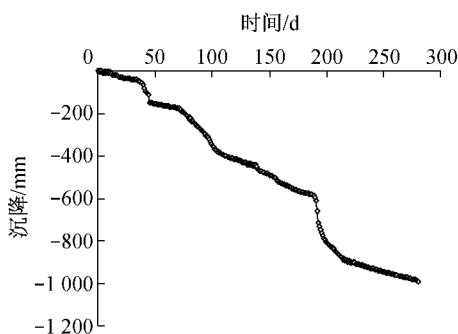


图 4 原地表测点沉降历时曲线

Fig.4 Settlement-time curve at measurement point close to the origin ground surface

由于有限元理论上模拟不了极限状态及其后的非连续性问题,故本文数值模拟的阶段为 0~200 d。

## 2 数值模型

Z\_Soil 是由瑞士联邦理工学院开发的 3 维有限元程序,能够很好地进行大变形计算、稳定性分析以及流固耦合分析,并可使用加载函数精确模拟施工工况<sup>[11]</sup>。对于加筋土结构,程序内置有薄膜(membrane)单元和接触面(contact)单元,可以较好地模拟筋材及筋土界面。本文采用 Z\_Soil 软件对上述加筋土挡墙建立 3 维数值模型。

### 2.1 塑料排水板地基简化

Z\_Soil 软件可以通过渗流(seepage)单元模拟地基中打设的塑料排水板。但相对于本文建立的 3 维数值模型,现场试验中打设的塑料排水板尺寸小,间距密,如果按照现场试验塑料排水板的尺寸、间距和布置方式划分网格以设置 Seepage 单元,会导致模型网格过密,计算效率低,并且地基和上部挡墙网格会由于几何形状不同而难以匹配。因此,本文数值模型采用等效竖向渗透系数来模拟塑料排水板处理地基。

Chai 等<sup>[12]</sup>指出,从宏观上讲,在地基中打设塑料排水板的效应在于提高了地基土的竖向渗透系

数,计算时可以采用等效竖向渗透系数来模拟塑料排水板处理的软基。等效竖向渗透系数  $k_{ve}$  可按下式计算:

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{2.5l^2}{\mu D_e^2} \frac{k_h}{k_v}\right) k_v \quad (1)$$

$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} + \pi \frac{2l^2 k_h}{3q_w} \quad (2)$$

式中: $l$  为排水距离,对于单面排水  $l=H$ ,对于双面排水  $l=H/2$ ;  $H$  为塑料排水板处理深度;  $n=D_e/d_w$ ;  $s=d_s/d_w$ ;  $D_e$  为有效排水直径;  $d_w$  为等效砂井直径;  $d_s$  为涂抹区直径;  $k_h$  为非涂抹区水平向渗透系数;  $k_v$  为竖向渗透系数;  $k_s$  为涂抹区水平向渗透系数;  $q_w$  为塑料排水板排水能力。

公式(1)和(2)物理意义明确,并考虑了涂抹和井阻效应对排水板径向渗流的影响。本文对公式参数取值如下:排水能力  $q_w$  灵敏度较低,对一般的塑料排水板,取  $100 \text{ m}^3 \cdot \text{年}^{-1}$  可满足计算要求<sup>[12]</sup>;涂抹区直径可以按  $d_s=3d_m$  估算<sup>[13]</sup>,  $d_m$  为插板机芯轴直径,这里取  $d_s=330 \text{ mm}$ ;非涂抹区渗透系数与涂抹区渗透系数之比  $k_h/k_s$  可取为 13.5<sup>[14]</sup>。对梅花型布置排水板,有效排水直径  $D_e=1.05d$ ,  $d$  为排水板间距;等效砂井直径  $d_w$  可按式计算<sup>[14]</sup>:  $d_w=(w+t)/2$ ,其中  $w$  和  $t$  分别为塑料排水板的宽度和厚度,根据其型号本文取  $w=100 \text{ mm}$ ,  $t=4 \text{ mm}$ 。代入式(1)和式(2)后得到塑料排水板处理区域等效竖向渗透系数  $k_{ve}$ ,如表 1 所示。

### 2.2 几何模型

由于加筋土挡墙沿路堤中心线对称,取其一半建立几何模型。其中,挡墙体沿墙面横向长度 30.3 m,纵向 20.0 m,高 7.6 m,如图 3b 所示;地基部分横向 120 m,纵向 80 m,厚 31 m。约束模型底部边界节点的水平和垂直位移,约束四周垂直界面节点在各自边界面法线方向的水平位移;地下水位设置于原地表下 0.2 m,模型对称边界以及挡墙后部边界设置为不透水边界,其他边界为透水边界。采用八节点六面体单元划分模型网格,如图 5 所示。

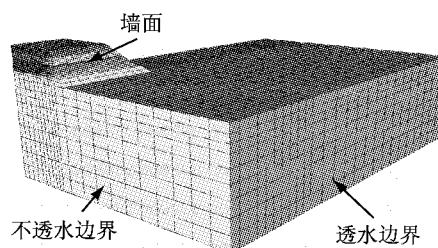


图 5 加筋土挡墙几何模型

Fig.5 Geometrical model the RSW

表 1 各土层材料特性  
Tab.1 Material properties of the backfill and subsoil

土层	材料模型	干重度 $\gamma_d/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	破坏比 $M$	压缩指数 $\lambda$	回弹指数 $\kappa$	初始孔隙比 $e$	前期固结压力 $p_0$	超固结比
②黏土	修正剑桥模型	13.6	1.16	0.103	0.016	0.929	80	1.10
③ <sub>1</sub> 粉质黏土	修正剑桥模型	12.8	1.17	0.113	0.014	1.061	66	1.00
③ <sub>2</sub> 黏土	修正剑桥模型	15.1	1.03	0.165	0.023	1.163	92	1.05
④ <sub>1</sub> 粉质黏土	修正剑桥模型	15.4	1.19	0.074	0.009	0.702	281	1.10
④ <sub>2</sub> 粉质黏土	修正剑桥模型	15.4	1.25	0.096	0.010	0.733	461	1.10
砂垫层	摩尔-库仑模型	17.0				0.700		
填土	摩尔-库仑模型	19.0				0.700		

土层	泊松比 $\nu$	弹性模量 $E/\text{MPa}$	有效黏聚力 $c'/\text{kPa}$	有效内摩擦角 $\varphi'/(^{\circ})$	水平渗透系数 $k_h/(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	垂直渗透系数 $k_v/(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	等效竖向渗透系数 $k_{ve}/(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$
②黏土	0.33				$1.38 \times 10^{-3}$	$9.85 \times 10^{-5}$	$7.45 \times 10^{-3}$
③ <sub>1</sub> 粉质黏土	0.33				$1.42 \times 10^{-3}$	$9.33 \times 10^{-5}$	$7.62 \times 10^{-3}$
③ <sub>2</sub> 黏土	0.30				$1.20 \times 10^{-3}$	$1.15 \times 10^{-4}$	$6.55 \times 10^{-3}$
④ <sub>1</sub> 粉质黏土	0.30				$1.38 \times 10^{-4}$	$1.04 \times 10^{-5}$	
④ <sub>2</sub> 粉质黏土	0.30				$1.38 \times 10^{-4}$	$1.04 \times 10^{-5}$	
砂垫层	0.20	20	0	30	4.32	4.32	
填土	0.33	5	16	30			

### 2.3 材料参数及计算过程

挡墙填土和砂垫层采用莫尔-库仑模型,软土地基采用修正剑桥模型.修正剑桥模型是一个可以很好地模拟正常固结和弱超固结软土的弹塑性本构模型.模型参数中破坏比  $M$ 、压缩指数  $\lambda$  以及回弹指数  $\kappa$  通过土工试验提供的有效内摩擦角  $\varphi'$ 、压缩指数  $C_c$  和回弹指数  $C_r$  由以下经验关系获得:  $M = 6 \sin \varphi' / (3 - \sin \varphi')$ ,  $\lambda = 0.434 C_c$ ,  $\kappa = 0.434 C_r$ . 各土层材料特性参数见表 1 所示.

土工格栅采用程序内置的 Membrane 单元进行模拟,需弹性模量  $E$  和极限抗拉强度  $f_t$  两个参数.根据土工格栅拉伸试验成果<sup>[10]</sup>,取  $E = 620 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,  $f_t = 70 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ .在 Membrane 单元表面设置接触面单元模拟筋土界面,根据筋土界面试验值取接触面凝聚力  $c_{if} = 0$ ,摩擦角  $\varphi_{if} = 21^{\circ}$ .

按图 2 所示挡墙堆载高度-时间曲线设置分步施工计算过程.采用程序内置的 Existence-function 和 Load-function 函数来激活填土并逐渐增加其重度来模拟 4 个堆载期的线性堆载.

计算过程中开启流固耦合功能. Z\_Soil 流固耦合模型采用的是比奥(Biot)固结模型<sup>[11]</sup>.

## 3 计算结果比较

### 3.1 原地表沉降

图 6 为计算和实测的加筋土挡墙原地表测点沉降-时间曲线,测点距离墙面 4.0 m,埋设深度距离墙底 2.2 m.由图可见,计算和实测曲线吻合较好,两

者均在 190 d 发生沉降突变.

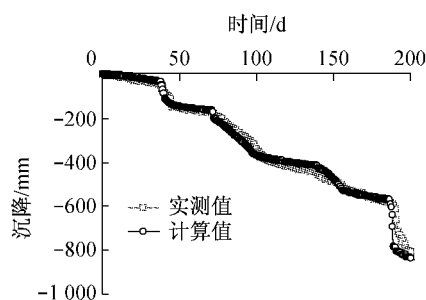


图 6 原地表沉降历时曲线

Fig.6 Settlement-time curves at measurement points close to the origin ground surface

### 3.2 墙趾水平和垂直位移

图 7 为计算和实测的挡墙墙趾水平和垂直位移分布曲线.由图可见,墙趾水平变形拟合结果较好,而垂直位移计算值略大于实测值.数值计算和实测的墙趾水平和垂直位移,变化规律均与原地表沉降测点的变化规律相似,在 190 d 时都发生突变.

### 3.3 墙面水平位移

图 8 为计算和实测的墙面水平位移分布曲线.现场试验自 139 d,在距墙底 1.7、2.7、3.7 和 4.7 m 的位置分别布设测点(如图 3 所示),并监测其水平位移.可以看出,计算和实测值基本一致,均在距墙底 3.5 m 处发生明显的“鼓肚”现象,并随着挡墙堆载高度的增加变形不断发展.“鼓肚”现象是柔性墙面加筋土挡墙容易出现的问题,一般是由于靠近墙面处碾压、自重压实,或者蠕变等因素造成筋土侧向位移引起的<sup>[8]</sup>.值得注意的是,笔者采用 2 维有限元

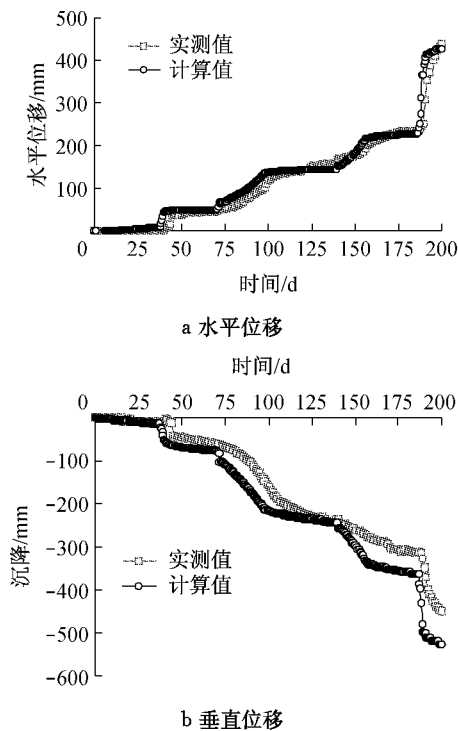


图 7 墙趾水平和垂直位移分布  
Fig.7 Distribution of horizontal and vertical displacement at the RSW toe

程序 Plaxis 模拟的墙面位移沿墙高变化小<sup>[8]</sup>, 没能较好地模拟出“鼓肚”现象, 原因是 Z\_Soil 在筋、土及其界面单元模拟上要比 Plaxis 精细. Plaxis 采用三

角形网格单元, 其计算精度要低于 Z\_Soil 的八节点六面体单元; 在筋土界面模拟上, Plaxis 仅通过对筋材周围土体设置一个强度折减系数来模拟, 而 Z\_Soil 设置有筋土界面单元, 能更好地模拟筋土之间的相互作用和相对位移.

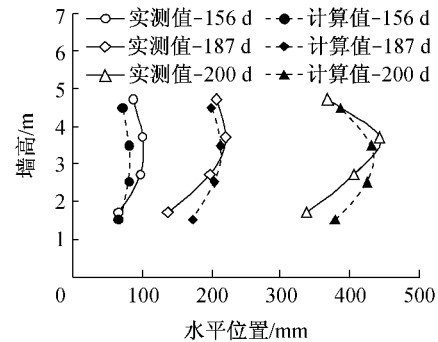


图 8 墙面水平位移  
Fig.8 Distribution of horizontal displacement at the RSW face

### 3.4 筋材应变

图 9 为计算和实测的第 3, 5, 8 层土工格栅轴向应变分布曲线. 实测值由布置在土工格栅上距墙面 2, 4, 6, 8 m 处振弦式柔性位移计测得的位移值反算. 由图可见, 计算和实测应变值有较大的差距, 计算值在距墙面 0~3.3 m 范围较大, 而后逐渐减小; 而实测值在靠近墙面处较小, 距墙面 6 m 处最大.

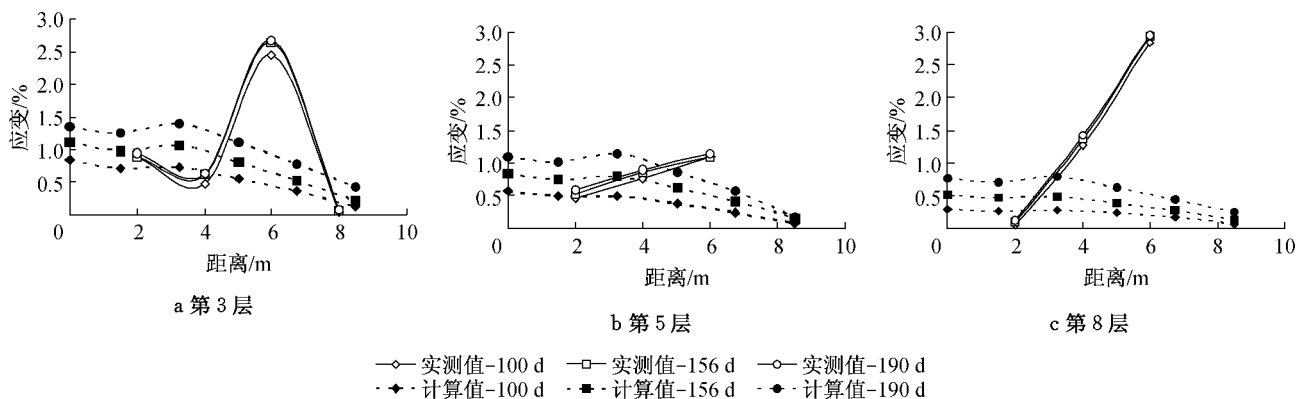


图 9 筋材应变分布曲线  
Fig.9 Distribution of geogrid strain of different reinforcement layers

对于土工合成材料加筋土挡墙, 在刚性地基情况下, 每一层筋材最大应变位置位于潜在的过墙趾、与水平面成  $45^\circ + \varphi'/2$  的朗肯破坏面, 且在工作条件下全局最大应变位于距墙顶  $0.4H \sim 0.8H$  ( $H$  为墙高) 范围,  $0.8H$  以下呈线性减小, 底部筋材最大应变仅是全局最大应变 20% 左右<sup>[3]</sup>. 但是, 在地基变形情况下, 筋材应变将随地基变形而增大, 且每一层筋材最大应变不在刚性地基情况下的朗肯破坏面位置,

而是更靠近墙面位置<sup>[4-5]</sup>; 当地基变形较大时, 底部筋材应变会发展成为全局最大应变<sup>[15]</sup>. 由此可见, 本文计算的筋材应变分布符合地基变形情况下筋材应变变化规律, 是合理的.

目前现场试验对土工合成材料应变的准确量测仍存在较大的困难<sup>[4-5]</sup>, 原因是应变测量元件灵敏度高, 很容易受外界多种因素的影响, 特别是施工扰动影响, 从而使得测试值经常偏离实际值. 本课题实测

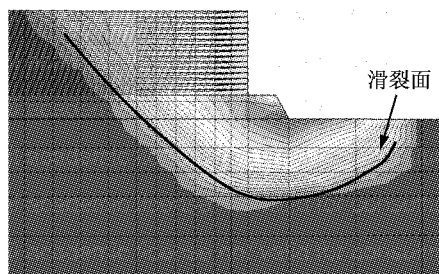
的距墙面 6 m 处筋材应变反常,可能受此处机械碾压的影响. Alfaro 等认为<sup>[4]</sup>,挡墙在填土夯实过程中可使得筋材应变增大,即使停止夯击后,由于夯实的填土限制筋材应变恢复,使得筋材应变值仍会大于实际值.

### 3.5 稳定性

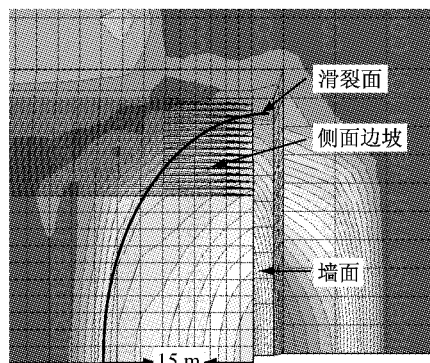
图 10 为采用强度折减法计算的 190 d 时挡墙位移增量云图,其稳定系数为 1.06. 从剖面上看,路堤中心线位置滑裂面切过加筋体后缘填土和地基土,从平面上看,滑裂面从挡墙顶面中心线位置向边坡方向呈弧形扩展,这是一种典型的挡墙或边坡土工构筑物 3 维破坏模式,模拟结果与图 3b 所示的现场试验观测结果一致.

笔者曾采用 2 维有限元程序 Plaxis 对本问题挡墙作了稳定性计算<sup>[8]</sup>,得出与图 10a 一致的路堤中心线位置滑裂面图,但显然,2 维有限元模拟不了本课题路堤式加筋土挡墙的 3 维稳定性.

值得注意的是,如图 3b 所示,本课题挡墙的位移测点都布置在路堤中心线位置,其受两侧路堤边坡边界条件的影响有限,因此采用 2 维有限元 Plaxis 仍能很好地模拟原地表沉降和墙趾位移历程. 但 3 维有限元 Z\_Soil 能更好地模拟挡墙的筋、土及其界面力学特性,并能较好地模拟 3 维稳定性问题.



a 路堤中心线位置剖面图



b 平面图

图 10 强度折减法计算结果

Fig. 10 Computation results using strength-reduction method

## 4 结论

本文采用 3 维有限元程序 Z\_Soil 对一路堤式加筋土挡墙建立考虑流固耦合的 3 维数值模型,分析其地基沉降、墙面变形、筋材应变分布,以及稳定性,并与实测值和 2 维有限元 Plaxis 分析结果进行了比较,得出以下结论:

(1) 3 维数值模型采用等效竖向渗透系数模拟塑料排水板处理地基,解决了尺寸小、间距密排水板在 3 维模型中不好建模的问题,并且考虑了塑料排水板的井阻和涂抹效应. 计算的挡墙和地基内沉降、水平位移以及墙面变形随时间变化历程与实测结果吻合较好.

(2) 3 维有限元在筋、土及其界面单元模拟上要比 2 维有限元精细,能较好地模拟堆载过程中墙面出现的“鼓肚”现象,而 2 维有限元模拟的墙面水平位移沿墙高变化较小.

(3) 3 维有限元计算的筋材应变随地基变形而增大,每一层筋材应变距墙面 0~3.3 m 范围较大,而后逐渐减小,挡墙底部筋材应变最大,计算结果符合地基变形情况下筋材应变变化规律,而实测值受施工扰动等因素影响并不合理.

(4) 3 维有限元模拟的挡墙滑裂面在路堤中心线剖面上切过加筋体后缘填土和地基土,在平面上从挡墙顶面中心线位置向边坡方向呈弧形扩展,模拟结果与现场试验观测结果一致. 3 维有限元较 2 维有限元在模拟本问题加筋土挡墙上要更加合理.

### 参考文献:

- [1] 包承纲. 土工合成材料应用原理与工程实践[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2008.  
BAO Chenggang. The principle and application of geosynthetics in engineering [M]. Beijing: China WaterPower Press, 2008.
- [2] Koerner R M. Designing with geosynthetics [M]. 5th ed. Upper Saddle River: Pearson Education, Inc, 2005.
- [3] Bathurst R J, Allen T M, Walters D L. Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2005, 23: 287.
- [4] Alfaro M C, Hayashi S, Miura N, et al. Deformation of reinforced wall/embankment system on soft clay foundation [J]. Soils and Foundations, 1997, 37 (4): 33.

(下转第 1829 页)