

# 天然裂隙土坡渐进变形解析

周成<sup>1,2</sup>, 蔡正银<sup>1</sup>, 谢和平<sup>2</sup>

(1. 南京水利科学研究院水利部水科学与水工程重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 四川大学水利水电学院, 四川 成都 610065)

**摘要:** 首先介绍了一个结构性土的各向异性粘弹塑性模型, 通过分析速度场与粘塑性应变率场的对应关系, 建议了一个考虑天然土体结构破损及吸力影响的渐进变形解析模型。该模型能够考虑结构性、各向异性、粘滞性以及结构破损程度、裂隙发育程度(用吸力大小反映)等对边坡变形的影响。基于结构渐进破损变形原理, 应用该模型分析天然裂隙土体的渐进变形破坏过程, 并结合某土坡实测数据进行了对比分析。

**关键词:** 土坡; 天然土; 裂隙土; 结构破损; 渐进变形; 各向异性; 粘塑性; 吸力

**中图分类号:** TU44

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2006)02-0174-05

**作者简介:** 周成(1970-), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事土力学理论与岩土工程技术应用研究工作。

## Analytical model for the progressive deformation of natural fissured slopes

ZHOU Cheng<sup>1,2</sup>, CAI Zheng-yin<sup>1</sup>, XIE He-ping<sup>2</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. College of Water Resources and Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

**Abstract:** An anisotropic elastic visco-plastic constitutive model for structured soils was suggested. A new analytical model for describing the progressive slow movement of natural slopes was proposed, based on the relationship between velocity and visco-plastic strain rate. The destructuration of natural soil and suction were taken into account in the model. The analytical model could be used to investigate the influence of anisotropy, viscosity, degree of destructuration and fissure on the slope deformation. On the basis of progressive deformation and structure damage theory, the progressive deformation and failure of natural fissured soil and the field behavior of a natural slope were predicted using this model combined with the observed data.

**Key words:** slope; natural soil; fissured soil; destructuration; progressive deformation; anisotropy; visco-plasticity, suction

## 0 前言

天然土体的变形破坏大致表现为渐进式和突变式两大类。边坡的变形有的是长期的, 以较低的变形速率进行, 有的则以较大的变形速率进行, 观测到的变形速率包括了从一年几毫米到数小时几公里的范围。边坡的破坏滑移面往往是从一个薄弱区开始逐渐形成的, 一般在滑移面的周围存在着潜在的由于结构扰动而逐渐扩大的剪切区。根据 Mohr-Coulomb 理论, 剪切面一般会在与最小主应力方向成  $45^\circ + \varphi/2$  度的倾斜面上发展。但是, 由于多种因素的约束, 往往是先形成一个剪切区, 然后从此区发展渐进地形成潜在的滑移面<sup>[1]</sup>。再如, 天然土体在水分蒸发、降雨入渗的干湿循环的过程中历经裂隙产生、发展或缩小、闭合, 最后吸力完全丧失的整个过程, 往往也会使土体渐进地变形破坏<sup>[2]</sup>。

Skempton<sup>[3]</sup>、Bjerrum<sup>[4]</sup> 和 Bishop<sup>[5]</sup>等早期研究集中在长期荷载作用下强度丧失的机理及稳定分析中

强度指标的取值问题上(残余强度问题)。土体的渐进变形破坏主要与硬粘土强度的逐步丧失有关, 可以用沈珠江院士归纳的减压软化、剪胀软化和损伤软化 3 种机理来解释<sup>[6]</sup>。也曾有学者提出蠕变软化的主张, 即长期强度问题。Terzaghi 在 20 世纪 30 年代提出土体渐进变形破坏的概念, 用土体中的不均匀的应力和抗剪强度的重分布解释渐进破坏的过程<sup>[7]</sup>。最近出现了一些应用应变速率相关的残余强度理论来描述天然土体渐进变形破坏过程的研究工作<sup>[8]</sup>。经过几十年的研究, 对土体渐进变形破坏现象从定性描述到定量研究的条件正在逐步成熟, 因此, 与基于极限平衡理论的静态设计方法相对应, 针对缓慢作用过程的土体渐进破坏的变形控制动态设计方法研究似应提到日程上来了。

Law<sup>[9]</sup>、Srbulov<sup>[10]</sup> 和 Chugh<sup>[11]</sup>等曾对通常的滑弧

**基金项目:** 国家自然科学基金资助项目(50409009); 水利部“948”技术创新与推广应用基金资助项目(CT200514)

**收稿日期:** 2005-05-20

法进行修改,以局部的安全系数取代常规的总体安全系数,从而可以近似考虑土体的渐进破坏过程。Lo 和 Lee<sup>[12]</sup>曾用考虑应变软化特性的有限元法进行过土坡的渐进破坏分析。Potts 等<sup>[13]</sup>用有限元法分析了 Carsington 坝的渐进破坏过程。一般而言,与表面加载的地基问题和土压力问题不同的是,边坡土体的变形和破坏是体积力引起的,从而会增加应用有限元分析的难度。人们还选用一些非线性流变模型来分析天然土坡在自重作用下的滑移变形,例如 Bingham-Norton 模型、Newton-Norton 模型和 Prandtl-Eyring 模型等<sup>[14]</sup>。为了克服非线性流变模型只能考虑简单边值问题的局限性,Desai<sup>[15]</sup>等提出了一个用有厚度界面单元来代替滑移剪切层的弹粘塑性界面模型,并通过利用与现场观测到的滑移剪切层厚度相对照来调整界面单元的厚度的方法来模拟现场边坡的滑移变形。

本文建议了一个考虑结构性的流变模型,通过分析速度场与应变率场的对应关系,建立了天然边坡渐进变形破坏的理论解析模型。研究裂隙的存在对土体力学特性造成的影响具有重要的现实意义,考虑裂隙形成及其发育对边坡变形破坏的影响也非常重要,因此,本文同时又引入广义吸力变量来考虑裂隙的形成及发展对边坡变形破坏的影响。基于结构性渐进破坏原理,应用该模型分析天然裂隙土体的渐进变形破坏过程,并对各向异性、粘滞性、结构破坏程度及裂隙发育程度(用吸力大小反映)对边坡变形的影响进行了研究。最后,应用某工程实测数据对该模型进行了对比分析。

## 1 天然土体的粘弹塑性模型

为了描述天然土体渐进变形破坏的特性,本文首先介绍一个考虑结构性的粘弹塑性模型:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \left( \frac{1}{2G} \dot{s}_{ij} + \frac{\kappa}{3Vp'} \dot{p}' \delta_{ij} \right) + S \frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (1)$$

式中  $\dot{\varepsilon}_{ij}$ 、 $\dot{\varepsilon}_{ij}^e$ 、 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$  和  $\dot{s}_{ij}$  ( $i = 1, 2, 3; j = 1, 2, 3$ ) 分别是总应变率、弹性应变率、粘塑性应变率和偏应力率;  $S$  和  $\frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{ij}}$  分别规定了粘塑性应变的大小和方向;  $\sigma'_{ij}$  和  $p'$  分别是有效应力和球应力;  $\kappa$  和  $G$  是弹性模型参数;  $V=1+e_0$  是初始比容。

粘塑性流动面函数可以写为

$$Q = \frac{(q - \alpha_{K_0} p')^2}{M^2} - (1 - \frac{\alpha_{K_0}^2}{M^2})(\mu p'_{K_0} - p')p' = 0 \quad (2)$$

曾有人对世界范围内40多种天然粘土进行研究,发现土体的屈服面都表现出强烈的各向异性,例如  $K_0$

加载条件下的屈服应力是各向同性加载的1.6倍<sup>[16, 17]</sup>,为此引入  $\alpha_{K_0}$  来定义结构性土粘塑性流动面  $Q$  的初始

倾度来考虑初始各向异性,  $\alpha_{K_0} \approx \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}$ 。Saihi

等<sup>[18]</sup>在三轴实验中大应变值时超固结原状土的临界状态线位于重塑土的上方。为了考虑结构性土的破坏变形,引入  $\mu p'_{K_0}$  用来定义结构性土粘塑性流动面  $Q$  的大小来考虑结构性。同时引入损伤变量  $D$  以及无破损状态和完全破损状态下的临界状态强度比  $M_0$ 、 $M_1$  和

$\mu_0 = \frac{M_0}{M_1}$ , 其中  $D = 1 - \exp(\frac{-a\varepsilon_s^{vp}}{\lambda - \kappa})$ ,  $\alpha$  为定义损伤变

量的模型参数,  $\lambda$ 、 $\kappa$  分别是正常固结土的初始压缩

指数和回弹指数;  $\mu = 1 + (\mu_0 - 1) \exp(\frac{-a\varepsilon_s^{vp}}{\lambda - \kappa})$  或

$\mu = 1 + (1 - D)(\mu_0 - 1)$ ,  $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$  是  $\eta$  的临界

状态值(这里  $\eta = q/p'$ ,  $q = (\frac{3}{2}s_{ij}s_{ij})^{1/2}$ ,  $p' = \sigma'_{kk}/3$ ),

并且  $M = M_0 - D(M_0 - M_1)$ 。

假定存在一个“弹性核”,只有超出其范围才会发生粘塑性应变和破损变形。利用式(2),可以判断当

平均有效应力  $p' \geq \frac{\mu p'_{K_0,0}}{[1 + \frac{(\eta - \alpha_{K_0})^2}{M^2 - \alpha_{K_0}^2}]}$  (初始限定条件1)

时,将会发生粘塑性应变和破损变形。这里  $\mu p'_{K_0,0}$  定义了该“弹性核”(在  $p'-q$  平面内为结构初始破损的临界粘塑性流动面)的大小。

下面简要介绍一下规定粘塑性应变大小的  $S$  的求法。粘塑性体应变可以写为

$$\varepsilon_{vK_0}^{vp} = \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_0,0}} + \frac{\psi_0}{V} \ln \frac{t_0 + t_e}{t_0} \quad (3)$$

值得注意的是,流变不可能随时间无限制地发展,因此  $\varepsilon_{vK_0}^{vp}$  的值要小于或等于极限值  $\varepsilon_{vK_0,1}^{vp}$ 。根据临界状态理论,在临界状态即使偏应变无限发展,仍然会存在一个有限的、恒值的粘塑性体应变。利用  $\varepsilon_{vK_0}^{vp} \leq \varepsilon_{vK_0,1}^{vp}$

和式(3),可得到与  $\varepsilon_{vK_0}^{vp} \leq \varepsilon_{vK_0,1}^{vp}$  对应的平均有效应力

$$p'_{K_0} \leq \frac{p'_{K_0,0}}{\mu} \exp \left[ \left( \varepsilon_{vK_0,1}^{vp} - \frac{\psi_0}{V} \ln \frac{t_0 + t_e}{t_0} \right) \frac{V}{\lambda - \kappa} \right] \quad (\text{限定条件2})$$

利用式(3)还可以得到“等效时间”  $t_e$  为

$$t_e = -t_0 + t_0 \exp \left\{ \left[ \varepsilon_{vK_0}^{vp} - \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_0,0}} \right] \frac{V}{\psi_0} \right\} \quad (4)$$

对式(3)关于“等效时间”求导,并把式(4)代入后整理可得:

$$\dot{\varepsilon}_{v,K_0}^{vp} = \gamma_0 \exp \left\{ \left[ \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_0,0}} - \varepsilon_{vK_0}^{vp} \right] \frac{V}{\psi_0} \right\} \quad (5)$$

其中  $\gamma_0 = \frac{\psi_0}{V t_0}$ 。

再利用式 (1) 中  $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = S \frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{ij}}$  和式 (5), 以及流动面  $Q$  为粘塑性体应变率的等值面的假定, 可得到

$$S = \gamma_0 \exp \left[ \left( \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_{0,0}}} - \varepsilon_{vK_0}^{vp} \right) \frac{V}{\psi_0} \right] \cdot \frac{1}{\left[ 2p' - \mu p'_{K_0} - 2\alpha_{K_0} (q - \alpha_{K_0} p') / (M^2 - \alpha_{K_0}^2) \right]} \quad (6)$$

式 (1)、(2)、(5) 和 (6) 构成了结构性土的粘弹塑性本构方程。整个模型中  $\psi_0/V$  和  $t_0$  是通过  $K_0$  固结仪流变试验得到的模型参数;  $\lambda/V$ 、 $p'_{K_{0,0}}$  (在压缩曲线上对应体应变  $\varepsilon_{vK_{0,0}}$ ) 是用于定义模型中“参照时间线”位置和倾角的参数, 其中  $p'_{K_{0,0}}$  还给出了“结构初始破损的临界粘塑性流动面”的大小; 式 (6) 中  $\varepsilon_{vK_0}^{vp}$  是实际累积粘塑性体应变, 它实际上担当了类似于剑桥模型中硬化参数的作用。值得注意的是,  $\varepsilon_{vK_0}^{vp}$  可以利用式 (5) 逐步积分求得, 其值小于或等于  $\varepsilon_{vK_{0,1}}^{vp}$ , 以便描述流变随时间渐进终止的变形特性;  $\varepsilon_{vK_{0,1}}^{vp}$  是  $K_0$  压缩条件下的极限粘塑性体应变,  $\varepsilon_{vK_{0,1}}^{vp} \approx (0.5 \sim 0.9) \frac{e_0}{1 + e_0}$  [19]。

## 2 天然裂隙边坡渐进变形破坏的理论解析模型

在土坡的蠕变流动过程中, 速度  $V$  是一个不可逆的变量, 因此速度变量可以与粘塑性应变建立下列关系  $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{2}(V_{i,j} + V_{j,i})$ 。假定图 1 ( $x, y, z$ ) 坐标系中沿  $x$  方向 (坡度  $\beta$  方向) 的速度矢只是深度的函数<sup>[20]</sup>, 即  $V_x = V(y)$ ,  $V_y = V_z = 0$ , 因此有

$$\frac{dV}{dy} = 2\dot{\varepsilon}_{xy}^{vp} = 2S \frac{\partial Q}{\partial \tau_{xy}} \quad (7)$$

$$\text{其中 } \frac{\partial Q}{\partial \tau_{xy}} = \frac{6(\eta - \alpha_{K_0})\tau_{xy}}{\eta(M^2 - \alpha_{K_0}^2)} \quad (8)$$

于是

$$\frac{dV}{dy} = 2\gamma_0 \exp \left[ \left( \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_{0,0}}} - \varepsilon_{vK_0}^{vp} \right) \frac{V}{\psi_0} \right] \cdot \frac{6(\eta - \alpha_{K_0})\tau_{xy}}{\eta(M^2 - \alpha_{K_0}^2)} \quad (8)$$

现在考虑斜坡上等厚度为  $h$ , 天然密度为  $\rho$  的土层单元。在任意深度位置  $y$  ( $0 \leq y \leq h$ ), 采用关于

$z$  轴对称的假定, 则有  $\tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$ 。Cauchy 应力平衡方程为

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} - \frac{\partial S}{\partial x} + \rho g \sin \beta = 0, \\ \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} - \frac{\partial S}{\partial y} - \rho g \cos \beta = 0, \\ \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} - \frac{\partial S}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (9)$$

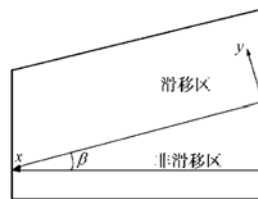


图 1 土坡滑移分区示意图

Fig. 1 Deformation zones in a slope with slow movement

式 (9) 中  $S$  是广义吸力 (负值则为超静孔压)。本文用不同的吸力大小来模拟裂隙产生、发展或缩小、闭合这一复杂过程。令  $S_h$  是坡面处的吸力,

$S(y) = \frac{S_h}{h} y$ , 即吸力沿深度逐渐减弱。由于假定土体在  $y$  为常数的平面内是各向同性的, 应力变量包括剪应力只是深度的函数, 因此垂直坡面方向的垂直应力为

$$\sigma'_y = \int_h^y \left( \frac{S_h}{h} + \rho g \cos \beta \right) dy = \left( \rho g \cos \beta + \frac{S_h}{h} \right) (y - h) + \sigma'_y|_{y=h} \quad (10)$$

式中,  $\sigma'_y|_{y=h}$  为坡面  $y = h$  处的垂直应力, 一般无外荷时为 0。

沿坡面方向的剪应力为

$$\tau_{xy} = \int_h^y (-\rho g \sin \beta) dy = -\rho g (y - h) \sin \beta + \tau_{xy}|_{y=h} \quad (11)$$

式中,  $\tau_{xy}|_{y=h}$  为坡面  $y = h$  处的剪应力, 一般无外荷时为 0。

对横向无限长的土坡, 假定为平面应变边值问题, 采用各向同性 Hooke 定律, 在  $y$  为常数的平面内<sup>[20]</sup>:

$$\sigma'_x = \sigma'_z = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma'_y \quad (12)$$

式中,  $\nu$  是 Poisson 比。

利用式 (10) ~ (12) 中的各个应力分量, 可以得到式 (8) 中需要用到的其它应力变量的表达式。特别地, 根据上文模型部分给定的两个限定条件, 即结构初始临界破损后才有粘塑性变形发生以及在临界状态下产生有限的粘塑性体积变形, 把限定条件表示成坐标  $y$  的函数, 可以知道在整个滑移区主要存在着  $h_1$  和  $h_2$  两个分区高度, 使  $0 \leq y \leq h_1$  层内基本无粘塑性变形 (无滑移, 可以认为该层是“稳定层”), 而在

$h_1 \leq y < h_2$  层内产生主要的粘塑性变形(剪切滑移,可以认为该层是“剪切层”)。其实,由于天然沉积过程中上覆压力不同,土坡不同埋深的土体的结构初始破坏强度  $\mu p'_{K_{0,0}}$  是不同的,利用不同位置  $p'_{K_0}|_y$  ( $\mu p'_{K_{0,0}}|_y$ ) 的临界条件,可以在  $p'_{K_0}|_y$  应力分布曲线上近似确定变形区分布范围。

把各应力分量的表达式代入式(8)后进行积分,假定“稳定层”与“剪切层”交界处  $y = h_1$  无滑移,即  $V|_{y=h_1} = 0$ , 得到土坡滑移区渐进变形的速度场为

$$V = \frac{12\gamma_0(\eta - \alpha_{K_0})}{\eta(\frac{\lambda - \kappa}{\psi_0} + 1)(M^2 - \alpha_{K_0}^2)} \cdot \frac{\sin \beta}{\frac{1+\nu}{3(1-\nu)}(\cos \beta + \frac{S_h}{\rho gh})\{2 - \mu - \frac{(\eta - \alpha_{K_0})[\mu\eta + (2-\mu)\alpha_{K_0}]}{(M^2 - \alpha_{K_0}^2)}\}} \cdot \exp\{(\frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu(\rho g \cos \beta + \frac{S_h}{h})[1 + \frac{(\eta - \alpha_{K_0})^2}{M^2 - \alpha_{K_0}^2}]}{p'_{K_{0,0}}} - \varepsilon_{vK_0}^{\text{vp}}) \frac{V}{\psi_0}\} \cdot [(h - h_1)^{\frac{(\lambda - \kappa + 1)}{\psi_0}} - (h - y)^{\frac{(\lambda - \kappa + 1)}{\psi_0}}] \quad (13)$$

可以看出式(13)是坐标  $y$  的幂函数,速度将随  $y$  的增大逐渐趋向于一个稳定值(表现为  $y \geq h_2$  的土层随“剪切层”( $h_2 \geq y \geq h_1$ )一起刚性滑动,该土层可以称为“随动层”)。假定土坡滑移时“稳定层”下面存在着一个“固定层”(如岩层),那么整个滑移区从下往上可以划分为4个主要分层:土坡固定层、稳定层( $h_1 \geq y \geq 0$ )、剪切层( $h_2 \geq y \geq h_1$ )和随动层( $y \geq h_2$ )。

在利用式(13)求解滑移区的速度场时,需要随时更新不同时刻模型中的粘塑性体应变。在初始时刻  $t = t_0$  的粘塑性体应变假定为

$$\varepsilon_{vK_0}^{\text{vp}}|_{t=t_0} = \frac{\lambda - \kappa}{V} (\ln \frac{\mu_0 p'_{K_0}}{p'_{K_{0,0}}} + \ln \text{OCR}), \quad (14)$$

则在任意时刻  $t = t_c$  的粘塑性体应变可以写为  $\varepsilon_{vK_0}^{\text{vp}}|_{t=t_c} = \varepsilon_{vK_0}^{\text{vp}}|_{t=t_0} +$

$$\gamma_0 \exp\{(\frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_{0,0}}} - \varepsilon_{vK_0}^{\text{vp}}|_{t=t_0}) \frac{V}{\psi_0}\} (t_c - t_0) \quad (15)$$

### 3 天然裂隙边坡渐进变形例析

某滑坡曾对某断面(约18 m厚)进行过超过1 a的蠕变变形量测<sup>[15, 20]</sup>。观测发现坡体的滑移形态从下往上基本可以分为3个主要分层:无滑移层(约1 m厚)、剪切流动层(约5 m厚)和刚性体滑移层(约

12 m厚)。这与我们上文4个主要分层的划分(固定层、稳定层、剪切层和随动层)基本相似。下面利用上文的速度场解析模型来分析该天然裂隙土坡的渐进变形过程,并用148、196、260、356 d 4个时间段的观测位移数据进行对比分析研究。

土坡的土体天然容重  $\gamma = 21.85 \text{ kN/m}^3$ , 土坡高度  $h = 18 \text{ m}$ , 初始参照时间  $t_0 = 1 \text{ d}$ , 土坡倾角  $\beta = 14^\circ$ 。其余计算参数参照文献[15, 20]并通过反演分析得到。在反演分析时,保证计算位移分布形态满足观测到的3个主要分层:无滑移层(约1 m厚即滑移区分层高度  $h_1 = 1 \text{ m}$ ),剪切流动层(约5 m厚即  $h_2 = 6 \text{ m}$ ),以及刚性体滑移层(约12 m厚)。计算参数列于表1中。148、196、260、356 d 4个时间段的观测位移数据和理论解析值一起示于图2中。从图2可以发现,坡体的滑移形态从下往上基本呈现稳定层(约1 m厚)、剪切层(约5 m厚)和随动层(约12 m厚)3个主要分层,且实测结果与理论值较为一致。边坡的渐进变形还随着各向异性参数  $\alpha_{K_0}$  的减小,或粘滞性参数  $\psi_0$  的增大,或初始结构性参数  $\mu_0$  的减小,或结构破坏程度  $D$  的增大以及吸力  $S$  的减小而增大,限于篇幅不再赘述。

表1 模型计算参数

| $\alpha_{K_0}$ | $V$ | $\kappa/V$ | $\lambda/V$ | $M_0$ | $\gamma_0/\text{d}^{-1}$ | $p_{K_{0,0}}/\text{kPa}$ |
|----------------|-----|------------|-------------|-------|--------------------------|--------------------------|
| 0.75           | 0.3 | 0.003      | 0.024       | 1.24  | $1.4 \times 10^{-6}$     | 110.0                    |

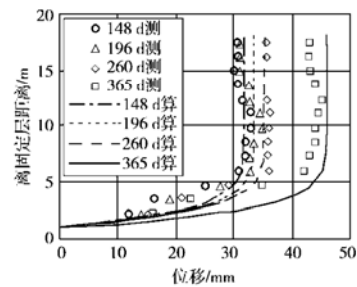


图2 某天然土坡观测位移和理论解析值比较图

Fig. 2 Comparison between measured and predicted displacements of a natural slope

### 4 结 语

提出一个结构性土的弹粘塑性本构模型并通过在平衡方程中引入吸力变量,推导出与粘塑性应变率场对应的天然裂隙土坡的渐进变形解析模型。该模型能够考虑结构性、各向异性、粘滞性以及结构破坏程度、裂隙发育程度(用吸力大小反映)等对边坡变形的影响。根据弹粘塑性本构模型中初始临界破坏强度以及在临界状态下产生有限粘塑性体积变形的假定,判断

整个滑移区将主要存在着两个分区高度,使整个滑移区从下往上基本可以划分为 3 个主要分层:稳定层、剪切层和随动层。应用该模型对某天然裂隙土坡实测数据进行了对比分析,实测结果与理论值较为一致。

#### 参考文献:

- [1] LEROUÉIL S. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms[J]. *Geotechnique*, 2001, **51**(3): 197 - 243.
- [2] 沈珠江,邓 刚.粘土干湿循环中裂缝演变过程的数值模拟[J].*岩土力学*,2004,**25**(增刊 2):1 - 6. (SHEN Z J, DENG G. Numerical simulation of the evolution of the fissures in clays in wetting and drying cycles[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, **25** (Sup 2): 1 - 6.)
- [3] SKEMPTON A W. Long-term stability of clay slopes[J]. *Geotechnique*, 1964, **14**(2): 77 - 102.
- [4] BJERRUM C. Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales[J]. *J SMFE ASCE*, 1967, **93**(5): 3 - 49.
- [5] BISHOP A W. The influence of progressive failure in the choice of the method of stability analysis[J]. *Geotechnique*, 1971, **21**(2): 168 - 172.
- [6] 沈珠江.理论土力学[M]. 北京:中国水利水电出版社,2000. (SHEN Z J. Theoretical Soil Mechanics[M]. Beijing: China Hydraulic and Hydropower Publishing House, 2000.)
- [7] TERZAGHI K. Stability of slopes of natural clay[C]// *Proc 1st Intl Conf Soil Mech Found Eng Harvad*. 1936, 1: 161-165.
- [8] WEDAGE A M P, MORGENSTERN N R, CHAN D H. Simulation of time-dependent movements in syncrude tailings dyke foundation[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, **35**: 284 - 298.
- [9] LAW K T, LUMB P. A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slopes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1978, **15**: 113 - 122.
- [10] SRBULOV M M. A simple method for the analysis of stability of slopes in brittle soil[J]. *Soils and Foundations*, 1995, **35**(4): 123 - 127.
- [11] CHUGH A K. Variable factor of safety in slope stability analysis[J]. *Geotechnique*, 1986, **36**(1): 57 - 64.
- [12] LO K Y, LEE C F. Analysis of progressive failure in clay slopes[C]// *Proc of 8th ICSMFE*. Mockba, 1973, 251 - 258.
- [13] POTTS D M, DOUNIAS G T, VAUGHAN P R. Finite element analysis of progressive failure of carsington embankment[J]. *Geotechnique*, 1990, **40**(1): 79 - 101.
- [14] VULLIET L. Natural slopes in slow movement[C]// *Modelling in Geomechanics*. Chichester, 2000, 654 - 676.
- [15] DESAI C S, SAMTANI N C, VULLIET L. Constitutive modeling and analysis of creeping slopes[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. 1995. 121: 43-56.
- [16] LEROUÉIL S, VAUGHAN P R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks[J]. *Geotechnique*, 1990, **40**(3): 467 - 488.
- [17] DIAZ-RODRIGUEZ J A, LEROUÉIL S, ALEMAN J D. On yielding of Mexico city clay and other natural clays[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1992, **118**(7): 981 - 995.
- [18] SAIHI F, LEROUÉIL S, LA ROCHELLE P, FRENCH I. Behaviour of the stiff and sensitive Saint-Jean-Vianney clay in intact, destructured, and remoulded conditions[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, **39**: 1075 - 1087.
- [19] ZHOU C, YIN J H, ZHU J G. Elastic anisotropic viscoplastic modeling of the strain-rate-dependent stress-strain behavior of  $K_0$ -consolidated natural marine clays in triaxial shear tests[J]. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 2005,**5**(3): 218 - 232.
- [20] CRISTESCU N D, CAZACU O, CRISTESCU C. A model for slow motion of natural slopes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, **39**: 924 - 937.