

复杂应力状态下土质高边坡稳定性分析

马宗源, 廖红建, 祁 影

(西安交通大学 土木工程系, 西安 710049)

摘 要: 结合现有的实际滑坡场地, 开展了关中盆地黄土塬边的高边坡稳定性研究。基于弹塑性理论和非关联流动法则, 根据双剪统一强度理论, 建立了双剪统一弹塑性本构模型的显式有限差分格式。针对陕西省泾阳县南塬高边坡滑坡的现场勘测和室内试验, 分析了滑坡的规模和滑坡前后的地形特征。在此基础上, 还原了滑坡前的边坡地形概状, 建立三维计算模型并运用三维拉格朗日有限差分方法分析了中间主应力对高边坡稳定性的影响; 然后考虑中间主应力的影响对不同地下水埋深和渗流时边坡的稳定性进行分析。结果表明, 考虑中间主应力情况下, 随着地下水位升高, 坡顶水平向位移增大; 当不考虑渗流时, 坡顶水平位移增大到一定值后边坡达到稳定状态, 而考虑渗流时坡顶水平位移持续增大, 并且容易发生突然的破坏失稳。期望对泾阳南塬滑坡群的破坏机制研究提供一定参考。

关 键 词: 土质高边坡; 稳定性分析; 双剪统一强度理论; 拉格朗日有限差分

中图分类号: TU431

文献标识码: A

Stability analysis of high soil slope under complex stress state

MA Zong-yuan, LIAO Hong-jian, QI Ying

(Department of Civil Engineering, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710049, China)

Abstract: Based on the existing landslide field, a stability analysis of high slope along the loess plateau of Guanzhong Basin is presented. The format of explicit finite difference of twin shear unified elastoplastic constitutive model is developed which is based on the elastoplastic theory, non-associated flow rule and twin shear unified strength theory. According to the site surveys and laboratory tests, the terrain features before and after sliding and scale of the slope are analyzed; and the three-dimensional model is created from the sketch of terrain before the landslide event. With the influence of intermediate principal stress, stability analysis of high slope is processed with FLAC^{3D}; ground water level variation and seepage flow are taken into account. The results show that the horizontal displacement at top of slope increases with the rising of ground water level with the consideration of intermediate principal stress. The result of no seepage flow calculation shows that the slope reaches a steady state under a certain displacement yielded on the top of slope. However, the displacement increases continually and then sudden failure may occur when the seepage flow is taken into account. This study may provide a reference for the research of failure mechanism of high soil slope.

Key words: high soil slope; stability analysis; twin shear unified strength theory; Lagrangian finite difference

1 引 言

黄土台塬为黄土地区典型的地貌类型, 一个塬的面积约在 10~100 km² 之间, 塬顶部地形平坦开阔, 但边界多为陡峻的高边坡, 这些边坡的特点大多为高差大、坡度陡, 且地质成因复杂。陕西省人口密度较大的关中盆地也分布有许多黄土塬; 近年来, 随着经济发展和城市化进程的加快, 气候和人为等因素显著影响了黄土塬边的高边坡的稳定性,

其中, 因地下水位变化引发的边坡失稳或滑坡尤为严重, 一定程度上影响了当地的发展。因此, 对土质高边坡稳定性进行深入研究具有理论及实际意义。

目前土质边坡的稳定性分析数值方法大多基于平面应变假设进行分析, 如利用有限元模拟平面应变条件下土质边坡的稳定性问题^[1-2], 降雨引发的滑坡问题^[3], 也有利用三维拉格朗日有限差分方法分析边坡蠕变滑动问题^[4]。国内对土质边坡稳定性

问题已有深入的研究, 金艳丽等^[5]分析了泾阳南塬黄土边坡在平面应变和非饱和渗流情况下的稳定性; 刘忠玉等^[6]研究了地震情况下黄土边坡的稳定性; 王家鼎等^[7]研究了黄土滑坡的蠕滑液化机制; 徐张健等^[8]深入研究了各种黄土滑坡的特征和机制。天然土质高边坡具有复杂的地质成因, 根据滑坡体的规模, 需要建立三维力学模型进行稳定性分析, 才更能反映实际情况。本文建立了双剪统一弹塑性有限差分格式, 在此基础上利用 C++ 编辑为动态链接库文件载入 FLAC^{3D} 中, 并考虑中间主应力、地下水位变化及渗流的影响分析高边坡稳定性。

2 研究区域概况

陕西省泾阳县泾河南岸黄土塬长期受泾河侵蚀, 自东南向西北长约 30 km, 边界形成了连续高陡的边坡, 高差为 30~90 m, 坡面倾角为 45°~80°^[9]。该黄土塬地下水以潜水为主, 1976 年以前地下水位约为泾河水位 (高程 380 m), 之后由于塬顶大范围的农田灌溉及降雨导致地下水位升高, 1992 年观测塬顶的地下水埋深为 37 m (高程 425 m), 水位上了 45 m。据统计自 1976 年起该黄土塬北边界发生滑坡 40 余起, 其中大型滑坡 20 起, 严重影响了当地的经济发展^[10-11]。本文研究的黄土滑坡位于黄土塬北边界 (34°29'N, 108°51'E), 先后于 2003 年和 2004 年发生过两次滑动。该滑坡位置及泾阳南塬地形如图 1 所示。根据作者现场勘测, 滑坡体的总方量约为 $1 \times 10^5 \text{ m}^3$, 长约 400 m, 宽约 410 m, 坡高约 72 m, 滑坡坡角为 45°~55°。如图 2 所示, 将滑坡体纵向等分为 7 个剖面 (剖面间距为 50 m), 其中实线为滑坡前坡顶位置, 虚线为现滑坡后缘边界。根据各剖面的地形数据和现场开挖探井得到边坡的剖面图, 其中图 3 为 B-B' 剖面示意图。将现场探井中挖取的土样进行室内物理力学试验。颗粒分析结果如图 4 所示, 可以看出, 土体粒径小于 0.075 mm 的颗粒百分含量为 73%, 且土样塑性指数在 3~10 之间, 边坡土体为黄土状粉质黏土^[11]。进行了不同围压下固结不排水

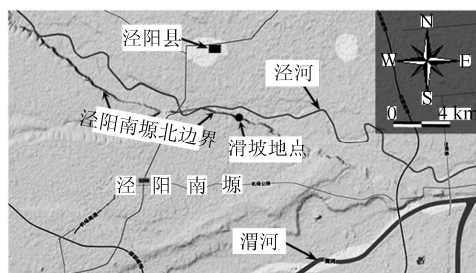


图 1 滑坡位置及泾阳南塬地形
Fig.1 Location of landslide and terrain of Jingyang loess plateau

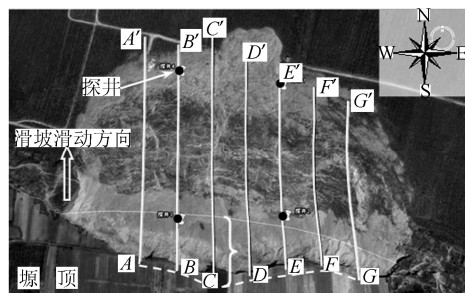


图 2 滑坡体区域及剖面线示意图
Fig.2 Sketch of landslide region and section lines

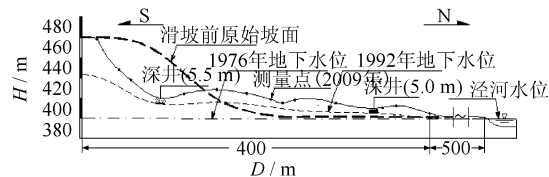


图 3 滑坡体 B-B' 剖面图
Fig.3 Cross-section B-B' of landslide

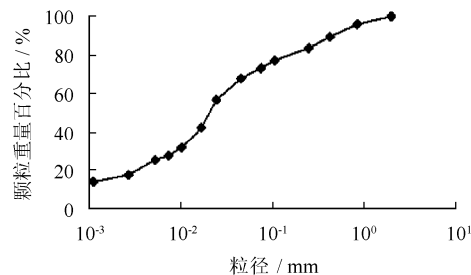


图 4 边坡土体颗粒级配曲线
Fig.4 Particle grading curve of soil

三轴剪切试验, 测得土体不排水强度参数黏聚力为 3.56 kPa, 内摩擦角为 17.9°, 土样物理性质指标见表 1。

表 1 滑坡体土样的物理性质指标
Table 1 Physical properties of soil

密度 /(g/cm ³)	土的相对 密度	含水率 / %	孔隙比	塑性指数
1.54	2.72	17.8	1.08	8.6

3 基本理论及计算分析

3.1 基本理论

由强度参数黏聚力 c 和内摩擦角 φ 表示的双剪统一强度理论的表达式为^[12-13]

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{1 - \sin \varphi}{(1 + \sin \varphi)(1 + b)} (b\sigma_2 + \sigma_3) - \sigma_1 + \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \\ \text{当 } \sigma_2 &\leq \frac{1 + \sin \varphi}{2} \sigma_1 + \frac{1 - \sin \varphi}{2} \sigma_3 \\ f' &= \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{1}{1 + b} (\sigma_1 + b\sigma_2) + \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \\ \text{当 } \sigma_2 &\geq \frac{1 + \sin \varphi}{2} \sigma_1 + \frac{1 - \sin \varphi}{2} \sigma_3 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: b 为反映中间主剪应力及其相应面上的正应力影响程度的系数; 3 个主应力为 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$; 且受拉为正受压为负; $f < 0$ 或 $f' < 0$ 时材料发生屈服。双剪统一强度理论屈服面在 π 平面上的投影如图 5 所示, 其中当 $b=0$ 时双剪理论的屈服面则退化成为 Mohr-Coulomb 屈服准则的屈服面。由图还可看出, 双剪统一强度理论屈服面存在角点如 A 、 B 和 C 点, 流动法则中的塑性流动矢量 $\partial f / \partial \sigma_{ij}$ 在角点处方向不惟一, 存在角点奇异性。本文研究采用的角点奇异性处理方法是 B 点的流动矢量取左右两个屈服面流动矢量的平均值, A 、 C 点流动矢量取 $b=1$ 时 A 、 C 点的流动矢量^[12], 具体如图 6 所示。双剪统一强度理论在主应力空间中的极限面如图 7 所示。

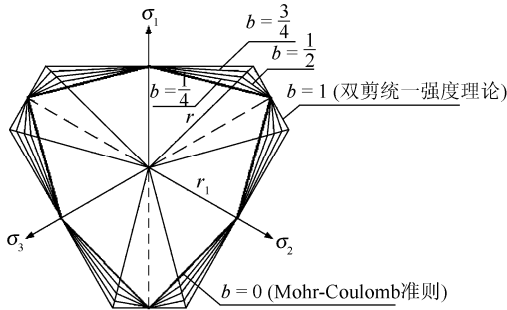


图 5 双剪统一强度理论在 π 平面上的屈服面投影
Fig.5 Yield surface projection of twin shear unified strength theory in the octahedral plane

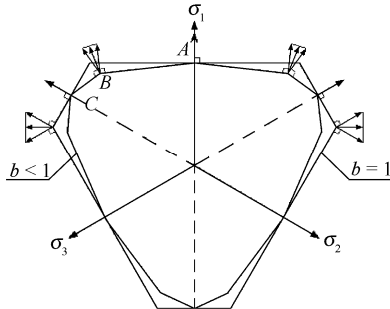


图 6 角点奇异性处理示意图
Fig.6 Process sketch of singular points

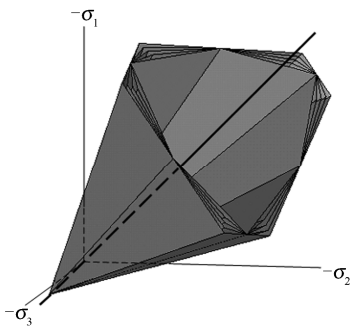


图 7 双剪统一强度理论在主应力空间中的极限面
Fig.7 Limite plane of twin shear unified strength theory in principal stress space

3.2 非线性处理方式

根据增量弹塑性理论, 总主应变 $\Delta \varepsilon_i$ 可表示为

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^e + \Delta \varepsilon_i^p, \quad (i=1,2,3) \quad (2)$$

其中 $\Delta \varepsilon_i^e$ 为弹性主应变, $\Delta \varepsilon_i^p$ 为塑性主应变。对于弹性部分, 根据增量形广义 Hooke 定律^[14]

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_2^e) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: $\alpha_1 = K + 4G/3$; $\alpha_2 = K - 2G/3$; K 和 G 分别为弹性体积模量和弹性剪切模量。将式 (3) 的分量形式表达式用以下张量形式表示

$$\Delta \sigma_i = S_i (\Delta \varepsilon_n^e), \quad (i=1,2,3; n=1,2,3) \quad (4)$$

其中: i 为函数因变量下脚标, n 为自变量下脚标。根据塑性流动法则, 塑性应变可表示为

$$\Delta \varepsilon_i^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad (5)$$

其中: g 为塑性势函数。

为了推导式 (5) 中塑性因子 λ 的表达式, 假设塑性临界状态 $f(\sigma_n) = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ 时增加一个高阶小的应力增量 $\Delta \sigma_n = (\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3)$, 即得 $f(\sigma_n + \Delta \sigma_n)$, 则根据式 (2)、(4), 达到塑性临界状态时的应力增量的分量 $\Delta \sigma_i$ 有

$$\Delta \sigma_i = S_i (\Delta \varepsilon_n - \Delta \varepsilon_n^p) \quad (6)$$

将式 (5) 代入式 (6) 有

$$\Delta \sigma_i = S_i (\Delta \varepsilon_n - \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_n}) = S_i (\Delta \varepsilon_n) - \lambda S_i (\frac{\partial g}{\partial \sigma_n}) \quad (7)$$

式中: $\lambda S_i (\partial g / \partial \sigma_n)$ 为塑性变形对应的应力。

$f(\sigma_n + \Delta \sigma_n)$ 又可表示为

$$f(\sigma_n + \Delta \sigma_n) = f(\sigma_n) + f(\Delta \sigma_n) - f(0) \quad (8)$$

以 $f^*(\Delta \sigma_n)$ 表示 $f(\Delta \sigma_n) - f(0)$ 且 $f(\sigma_n) = 0$, 并将式 (7) 代入式 (8) 中, 得

$$f(\sigma_n + \Delta \sigma_n) = f^*(S_n(\Delta \varepsilon_n)) - \lambda f^*(S_n(\frac{\partial g}{\partial \sigma_n})) = 0 \quad (9)$$

为了处理材料非线性, 定义了如下两个应力张量 σ_i^N 和 σ_i^I , 其表达式为

$$\sigma_i^N = \sigma_i + \Delta \sigma_i = \sigma_i + S_i (\Delta \varepsilon_n) - S_i (\Delta \varepsilon_n^p) \quad (10)$$

$$\sigma_i^I = \sigma_i + S_i (\Delta \varepsilon_n) \quad (11)$$

式中: 为弹性阶段的总应变; σ_i^I 为按弹性状态计算出的一个应力张量; σ_i^N 为进入塑性状态之后的应力张量。因此

$$f(\sigma_i^I) = f(\sigma_n + S_n(\Delta \varepsilon_n)) = f^*(S_n(\Delta \varepsilon_n)) \quad (12)$$

将式 (12) 代入式 (9), 便得 λ 的表达式

$$\lambda = f(\sigma_n^I) / f^*(S_n(\frac{\partial g}{\partial \sigma_n})) \quad (13)$$

联立式 (5)、(10)、(11) 可得 σ_i^N 表达式为

$$\sigma_i^N = \sigma_i^I - \lambda S_i(\frac{\partial g}{\partial \sigma_n}) \quad (14)$$

3.3 双剪统一弹塑性本构格式

为了便于计算, 将式 (1) 变换为如下形式:

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{b\sigma_2 + \sigma_3}{(1+b)N_\varphi} - \sigma_1 + \frac{2c}{\sqrt{N_\varphi}}, \quad \sigma_2 \leq \frac{1+\sin\varphi}{2}\sigma_1 + \frac{1-\sin\varphi}{2}\sigma_3 \\ f' &= \frac{\sigma_3}{N_\varphi} - \frac{\sigma_1 + b\sigma_2}{1+b} + \frac{2c}{\sqrt{N_\varphi}}, \quad \sigma_2 \geq \frac{1+\sin\varphi}{2}\sigma_1 + \frac{1-\sin\varphi}{2}\sigma_3 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中: $N_\varphi = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$ 。计算中使用非相关联流动法则, 将式 (15) 屈服函数中的内摩擦角 φ 用剪胀角 ψ 表示, 塑性势函数可写为

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{b\sigma_2 + \sigma_3}{(1+b)N_\psi} - \sigma_1, \quad \sigma_2 \leq \frac{1+\sin\varphi}{2}\sigma_1 + \frac{1-\sin\varphi}{2}\sigma_3 \\ g' &= \frac{\sigma_3}{N_\psi} - \frac{\sigma_1 + b\sigma_2}{1+b}, \quad \sigma_2 \geq \frac{1+\sin\varphi}{2}\sigma_1 + \frac{1-\sin\varphi}{2}\sigma_3 \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

其中: $N_\psi = (1+\sin\psi)/(1-\sin\psi)$; $\lambda S_i(\partial g/\partial \sigma_n)$ 为

当 $\sigma_2 < \frac{1+\sin\varphi}{2}\sigma_1 + \frac{1-\sin\varphi}{2}\sigma_3$ 时

$$\left. \begin{aligned} S_1(\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_1}, \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_2}, \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_3}) &= \lambda(\frac{\alpha_2}{N_\psi} - \alpha_1) \\ S_2(\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_1}, \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_2}, \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_3}) &= \lambda \left\{ \frac{b\alpha_1}{(1+b)N_\psi} + \alpha_2 \left[\frac{1}{(1+b)N_\psi} - 1 \right] \right\} \\ S_3(\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_1}, \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_2}, \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_3}) &= \lambda \left\{ \frac{\alpha_1}{(1+b)N_\psi} + \alpha_2 \left[\frac{b}{(1+b)N_\psi} - 1 \right] \right\} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

当 $\sigma_2 > \frac{1+\sin\varphi}{2}\sigma_1 + \frac{1-\sin\varphi}{2}\sigma_3$ 时

$$\left. \begin{aligned} S_1(\lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_1}, \lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_2}, \lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_3}) &= \lambda \left[\alpha_2 \left(\frac{1}{N_\psi} - \frac{b}{1+b} \right) - \frac{\alpha_1}{1+b} \right] \\ S_2(\lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_1}, \lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_2}, \lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_3}) &= \lambda \left[\alpha_2 \left(\frac{1}{N_\psi} - \frac{1}{1+b} \right) - \frac{\alpha_1 b}{1+b} \right] \\ S_3(\lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_1}, \lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_2}, \lambda \frac{\partial g'}{\partial \sigma_3}) &= \lambda \left(\alpha_1 \frac{1}{N_\psi} - \alpha_2 \right) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

将上述结果代入式 (14) 中有

当 $\sigma_2 < \frac{1+\sin\varphi}{2}\sigma_1 + \frac{1-\sin\varphi}{2}\sigma_3$ 时

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1^N &= \sigma_1^I - \lambda \left(\alpha_2 \frac{1}{N_\psi} - \alpha_1 \right) \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I - \lambda \left\{ \alpha_1 \frac{b}{(1+b)N_\psi} + \alpha_2 \left[\frac{1}{(1+b)N_\psi} - 1 \right] \right\} \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^I - \lambda \left\{ \alpha_1 \frac{1}{(1+b)N_\psi} + \alpha_2 \left[\frac{b}{(1+b)N_\psi} - 1 \right] \right\} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

当 $\sigma_2 > \frac{1+\sin\varphi}{2}\sigma_1 + \frac{1-\sin\varphi}{2}\sigma_3$ 时

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1^N &= \sigma_1^I - \lambda \left[\alpha_2 \left(\frac{1}{N_\psi} - \frac{b}{1+b} \right) - \frac{\alpha_1}{1+b} \right] \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I - \lambda \left[\alpha_2 \left(\frac{1}{N_\psi} - \frac{1}{1+b} \right) - \frac{\alpha_1 b}{1+b} \right] \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^I - \lambda \left(\alpha_1 \frac{1}{N_\psi} - \alpha_2 \right) \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

利用 σ_i^I 、 $\lambda S_i(\partial g/\partial \sigma_n)$ 及式 (13) 可求得 λ 。以上建立了双剪统一弹塑性本构模型的拉格朗日有限差分格式, 利用 C++ 语言编辑成动态链接库文件并将其载入 FLAC^{3D} 中即可进行计算。

3.4 计算结果及分析

3.4.1 中间主应力的影响

根据现场勘测的地形数据及滑坡体土方量, 还原滑动前边坡的概状, 并建立滑动前边坡的三维模型, 模型尺寸及划分网格如图8所示。该模型以图2中的7条剖面还原后的地面线生成边坡的坡面, 以现场测量滑坡体边界剖面 $A-A'$ 和 $G-G'$ 为模型两侧边界, 其中虚线代表地下水位, h 代表塬顶的地下水埋深。土的弹性模量为 5 MPa, 泊松比为 0.33, 三轴试验结果显示黄土几乎无剪胀性, 故计算中膨胀角取值为 0° 。首先按简化后的 $D-D'$ 剖面在平面应变情况下进行计算, 计算结果见图9。图10、11为三维情况下计算得出的 $D-D'$ 剖面水平位移和剪切应变云图, 同时在 $D-D'$ 剖面上设置若干记录点以记录运算过程中边坡 x 方向的位移。图12、13分别为坡面和滑动面附近的记录点 x 方向位移随计算时步的变化。

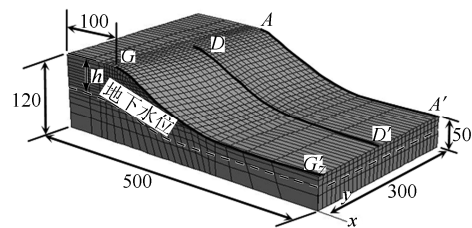
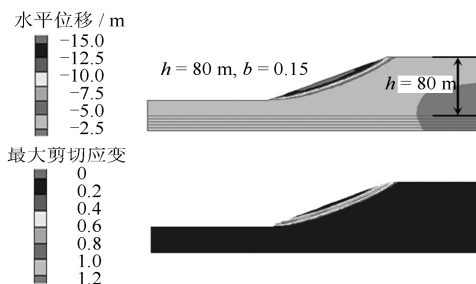
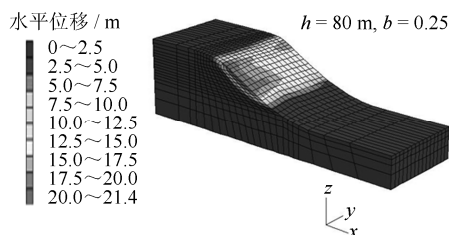
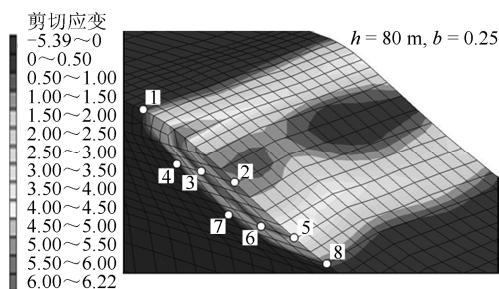
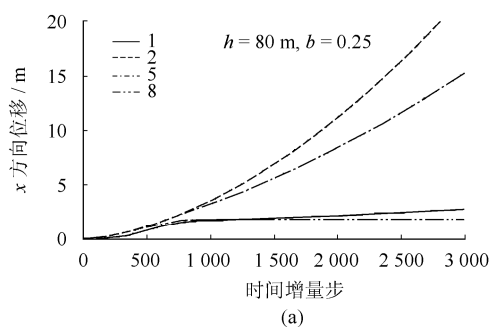
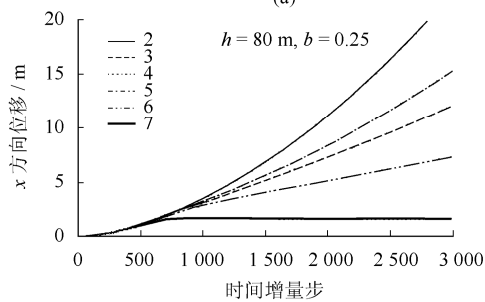


图8 滑坡前地形概图及网格划分示意图 (单位: m)
Fig.8 Sketch of mesh dividing before landslide (unit: m)

图9 平面应变 $D-D'$ 剖面水平位移和剪切应变云图Fig.9 Horizontal displacement and shear strain nephograms of $D-D'$ in plane strain图10 三维计算 $D-D'$ 剖面水平位移云图Fig.10 Horizontal displacement nephogram of $D-D'$ in 3D model图11 三维计算 $D-D'$ 剖面剪切应变云图及记录点位置Fig.11 Shear strain nephogram and locations of recording points of $D-D'$ in 3D model

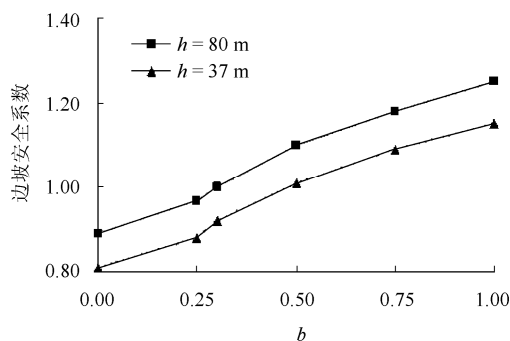
(a)



(b)

图12 记录点 x 方向位移随计算时步的变化Fig.12 Relationships between x -displacements of recording points and timesteps

由图9可知,平面应变分析中1976年地下水位 $h=80$ m且 $b<0.2$ 时,计算无法收敛并且坡体出现无限大水平位移,此情况下边坡视为失稳滑动^[15];三维分析中 $h=80$ m且 $b<0.3$ 时,边坡出现破坏。两者计算结果对比可知,平面应变只能反映边坡单一剖面的稳定性,并且计算结果较三维情况保守;但三维计算则能同时考虑若干剖面及相互影响,更能反映高边坡的整体稳定性。另外,从图12中的记录点位移变化可以看出,边坡滑动面以上土体同时出现滑动;并且滑动面上下记录点的位移明显不同,如4、7号点位移逐渐趋于稳定而3、6号点则出现无限位移。由于边坡属于整体破坏失稳,所以,本文使用坡顶1号记录点 x 方向位移 D_{1x} 的变化来分析高边坡的稳定性。

图13 边坡的安全系数与 b 值的关系Fig.13 Relationships between safety factors and b

根据 $h=80$ m 及 1992 年地下水位埋深 $h=37$ m 两种工况采用强度折减法在三维情况下计算边坡安全系数。强度折减法计算原理是将内摩擦角和黏聚力同时乘以一个系数使边坡达到破坏的临界状态,此系数即为边坡安全系数^[15]。两种工况下边坡的安全系数随 b 值的变化关系如图13所示。由图可知,随着 b 值的减小,安全系数均降低;随着地下水位的升高,安全系数降低,安全系数为1时对应的水位升高前后 b 值分别为0.3和0.5。

3.4.2 地下水的影响

为了分析在较长时间内由于降雨及灌溉引起地下水位抬升过程中边坡的稳定性,分别对塬顶地下水埋深为不同值 ($h=35\sim50$ m) 进行计算分析, b 取0.5。考虑到地下水位抬升速率缓慢计算中不考虑渗流的影响,且地下水位以下土体完全饱和。图14为不同地下水位埋深 h 时坡顶1号点 x 轴向位移 D_{1x} 与不平衡力率的关系。不平衡力率的定义为系统节点不平衡力最大值与系统所有节点不平衡力平均值的比值,不平衡力率越小,计算就越趋于收敛,

收敛的默认值为 1×10^{-5} 。图 15 为 D_{1x} 与时间增量步的关系。可以看出, 地下水埋深 h 越小 (水位越高) D_{1x} 越大; 且 D_{1x} 均为初期时增大较快, 而达到一定值后边坡变形趋于稳定。从计算结果还可看出, 当地下水位抬升至 $h=35$ m 时边坡出现失稳滑动。

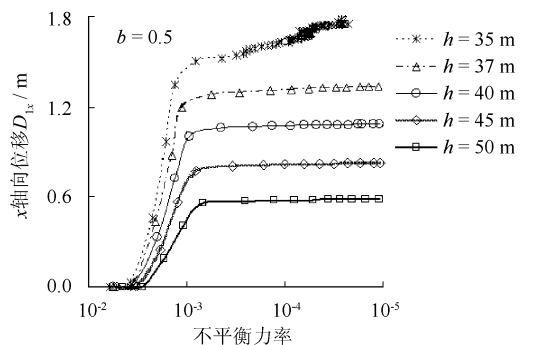


图 14 D_{1x} 与不平衡力率的关系

Fig.14 Relationships between D_{1x} and unbalance force ratios

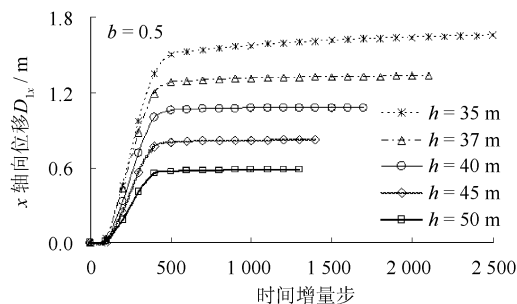


图 15 D_{1x} 与计算时步的关系

Fig.15 Relationships between D_{1x} and timesteps

3.4.3 渗流的影响

据资料统计, 黄土地区每逢雨季, 短时间内地下水位骤升导致滑坡灾害频发。西安地区的降雨具有很强的季节性, 以 7~9 月最多, 且降雨时间短, 该 3 个月连续的降雨量之和约占全年降雨量的 37.5%~49.2%。如 2003 年平均降雨量为 898.7 mm, 而 2003 年 7 月的降雨量接近 140 mm 占全年降雨量的 15%^[16]。本文研究的边坡第一次滑动就发生于 2003 年 7 月间。因此, 有必要分析集中降雨和灌溉引起地下水位变化而产生渗流对边坡稳定性的影响。

计算中土性参数选取同前, 渗透系数取 0.6 m/d ^[5]。渗流场和应力场采用并行计算, 通过孔隙水压力改变产生的变形来计算边坡的应力场。以河漫滩的地下水埋深 $h=80$ m 为基准, 塬顶的地下水位分别提高 $\Delta h=30$ 、35、40、45 m, 即对应塬顶地下水埋深分别为 $h=50$ 、45、40、35 m 4 种工况进行计算。图 16、17 分别为渗流情况下不同 Δh 时

D_{1x} 与不平衡力率、 D_{1x} 与渗流时间的关系。可见, 随着 Δh 值的增大, 即地下水位埋深越浅, D_{1x} 明显增大, 当 $\Delta h=45$ m 时边坡失稳。与图 14、15 无渗流情况对比可见, 无渗流时 D_{1x} 增大一定程度后逐渐趋于稳定, 而考虑渗流时 D_{1x} 持续增大直至发生突然破坏。边坡达到破坏状态时, 考虑渗流下的 D_{1x} 较无渗流时的小, 说明边坡在变形较小时即由于渗流的附加荷载产生突然失稳。

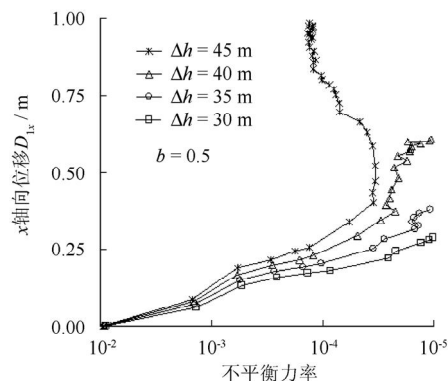


图 16 D_{1x} 与不平衡力率的关系

Fig.16 Relationships between D_{1x} and unbalance force ratios

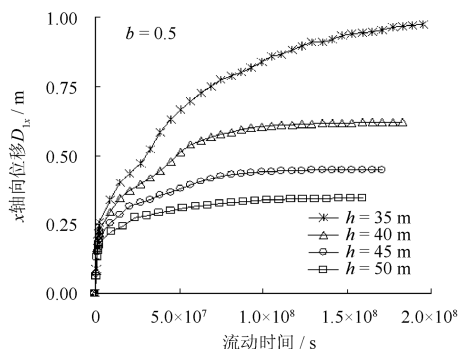


图 17 D_{1x} 与渗流时间的关系

Fig.17 Relationships between D_{1x} and seepage times

4 结 论

(1) 建立了双剪统一弹塑性本构模型的显式有限差分格式, 并且运用于土质高边坡的稳定性分析。平面应变的计算不能充分反映复杂地形的土质高边坡稳定性, 需进行三维计算分析。由中间主应力分析结果可知, 随着中间主应力影响系数的减小, 边坡不同地下水水位时的安全系数均降低, 并且考虑中间主应力的计算结果更符合实际情况。

(2) 计算结果表明, 不考虑渗流时, 不同地下水位下的边坡产生一定变形后逐渐趋于稳定。考虑渗流时, 边坡在渗流过程中发生持续变形, 当塬顶地下水位升高到一定程度后发生突然破坏失稳。

(3) 黄土地区由于气候干旱, 大量的农田灌

溉和季节性暴雨使得地下水位短时间内显著提高。为了提高边坡的稳定性,应尽可能减小黄土塬边的农田开垦及灌溉,减小地下水渗流对坡体稳定性的不利影响。

参考文献

- [1] SANAVIA L. Numerical modelling of a slope stability test by means of porous media mechanics[J]. **Engineering Computations**, 2009, 26(3): 245—266.
- [2] SWAN C C, SEO Y K. Limit state analysis of earthen slopes using dual continuum/FEM approaches[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1999, 23(1): 1359—1371.
- [3] CHEN R H, CHEN H P, CHEN K S, et al. Simulation of a slope failure induced by rainfall infiltration[J]. **Environmental Geology**, 2009, 58(5): 943—952.
- [4] JIAN W X, WANG Z J, YIN K L. Mechanism of the Anlesi landslide in the Three Gorges Reservoir, China[J]. **Engineering Geology**, 2009, 108(1—2): 86—95.
- [5] 金艳丽, 戴福初. 地下水位上升下黄土斜坡稳定性分析[J]. 工程地质学报, 2007, 15(5): 599—606
- JIN Yan-li, DAI Fu-chu. Analysis of loess slope stability due to groundwater rise[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2007, 15(5): 599—606.
- [6] 刘忠玉, 慕青松. 饱和黄土边坡的动力失稳机制研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(9): 1016—1020.
- LIU Zhong-yu, MU Qing-song. Study of dynamic failure mechanism of saturated loess slopes[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(9): 1016—1020.
- [7] 王家鼎, 张倬元. 典型高速滑坡群的系统工程地质研究[M]. 成都: 四川科学技术出版社, 1999.
- [8] 徐张建, 林在贯, 张茂省. 中国黄土与黄土滑坡[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(7): 1297—1312.
- XU Zhang-jian, LIN Zai-guan, ZHANG Mao-sheng. Loess in China and loess landslides[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(7): 1297—1312.
- [9] 雷祥义. 陕西泾阳南源黄土滑坡灾害与引水灌溉的关系[J]. 工程地质学报, 1995, 3(1): 56—64
- LEI Xiang-yi. The hazards of loess landslides in the southern tableland of Jingyang country, Shaanxi and their relationship with the channel water into fields[J]. **Journal of Engineering Geology**, 1995, 3(1): 56—64.
- [10] 许领, 戴福初, 邝国麟, 等. 黄土滑坡典型工程地质问题分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(2): 287—293.
- XU Ling, DAI Fu-chu, KUANG Guo-ling, et al. Analysis of some special engineering-geological problems of loess landslide[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2009, 31(2): 287—293.
- [11] LIAO H J, SU L J, PAN Y B. Testing study on the strength and deformation characteristics of soil in loess landslides[C]//Proceedings of 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes. Boca Raton: CRC Press, 2008: 443—447.
- [12] YU M H. Unified strength theory and its applications[M]. Berlin: Springer, 2004.
- [13] YU M H. Generalized plasticity[M]. Berlin: Springer, 2005.
- [14] Itasca Consulting Group, Inc. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, version 2.0, user's manual[R]. USA: Itasca Consulting Group, Inc. 1997.
- [15] 郑颖人, 赵尚毅, 孔位学, 等. 岩土工程极限分析有限元法[J]. 岩土力学, 2005, 26(1): 163—168
- ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, KONG Wei-xue, et al. Geotechnical engineering limit analysis using finite element method[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(1): 163—168
- [16] 宋进喜, 李怀恩, 王伯铎, 等. 西安市雨水资源化及其利用的探索[J]. 水土保持学报, 2002, 16(3): 102—105.
- SONG Jin-xi, LI Huai-en, WANG Bo-duo, et al. Approach on urban rainfall resources and its utilization in Xi'an city[J]. **Journal of Soil and Water Conservation**, 2002, 16(3): 102—105.