

文章编号: 1674-599X(2021)03-0001-09

# 雨水浸润后黄土边坡稳定性分析

王琪琪, 黄娟, 杨建军

(长沙理工大学 交通运输工程学院, 湖南 长沙 410114)

**摘 要:** 为研究黄土边坡在雨水浸润下的稳定性, 采用强度折减系数法对黏聚力、摩擦角进行折减, 并对变形模量、泊松比做相应调整, 设置了6种雨水浸润后的边坡物理模型进行数值分析。研究表明: 雨水浸润深度在0~1.2 m时, 滑动破坏面呈圆滑动, 贯通到坡顶; 当雨水浸润深度超过1.2 m, 边坡安全系数下降较快, 并沿着浸润面处呈塑性贯通发展趋势, 随着浸润深度增加, 滑动面从圆弧滑动逐渐过渡到沿浸润面滑动, 从而引发浅层滑动破坏。

**关键词:** 边坡稳定性; 强度折减法; 浸润深度; 浸润面; 浅层滑动

**中图分类号:** U416

**文献标志码:** A

DOI: 10.16544/j.cnki.cn43-1494/u.2021.03.001

## Stability analysis of loess slope soaked by rainwater

WANG Qi-qi, HUANG Juan, YANG Jian-jun

(School of Traffic & Transportation Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China)

**Abstract:** To analyze the stability of the loess slope subjected to rainwater infiltration, the strength reduction safety factor method was used to reduce the cohesive and the friction angle, the deformation modulus and the Poisson's ratio were adjusted. The physical slope model test was performed on the 6 kinds of rainwater infiltration. The research results show that, when the rainwater infiltration depth changed from 0m to 1.2m, the circular sliding occurred, and the slip surface penetrated to the top of slope. When the infiltration depth of rainwater exceeded 1.2 m, the safety factor of the slope decreased rapidly, the plastic zone penetrated around the soaking surface. As the infiltration depth increased, the sliding surface gradually transited from circular sliding to sliding along the soaking surface, causing the shallow sliding failure.

**Key words:** slope stability; strength reduction; infiltration depth; infiltrates surface; shallow sliding

边坡滑动破坏大多是受雨水浸润的影响。雨水浸润使土体物理性质发生改变, 导致其整体稳定性下降, 引发边坡失稳破坏<sup>[1]</sup>。在中国中西部, 高速公路与铁路的边坡失稳破坏现象频繁发生, 尤其是因雨水浸润所引发的边坡失稳破坏, 给国民经济和社会发展带来巨大影响<sup>[2]</sup>。雨水对边坡稳定性影响主要有两方面<sup>[3-4]</sup>: ①在雨水入渗过程中, 渗流作用使下滑力增加; ②土体抗剪强度降低或软化形成软弱夹层。对于边坡雨水浸润影响的分

析, 国内外学者通过野外埋设感应器、土层取样及数值模拟分析等, 研究了边坡雨水浸润的影响规律。刘海松等人<sup>[5]</sup>对湿陷性黄土降雨入渗进行现场试验及结合数值进行分析, 得出了雨水浸润深度影响不超过2.7 m, 且只有0.2 m土层达到饱和状态。汪勇等人<sup>[6-7]</sup>研究黄土边坡降雨规律及稳定性时, 通过野外试验对土边坡不同深度取样分析, 得出降雨入渗作用范围一般在边坡浅层, 深度为2.0~2.5 m; 大于2.5 m时, 土体含水量不随降雨

收稿日期: 2020-06-19

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51478053); 交通运输部道路结构与材料交通行业重点实验室(长沙)开放基金重点资助项目(KFJ120201)

作者简介: 王琪琪(1992—), 男, 长沙理工大学硕士生。

时间的变化而改变。林鸿州等人<sup>[9]</sup>通过小尺寸岩土体边坡模型,研究了降雨对边坡失稳的破坏影响,滑坡发展过程上属于浅层滑动。为了验证边坡在雨水浸润下的浅层滑切破坏规律,作者拟采用有限元强度折减法,分析雨水浸润后黄土边坡的稳定性。许多学者在应用有限元强度折减法时,只将摩擦角 $\varphi$ 和黏聚力 $c$ 进行折减,但未考虑在折减过程中,变形模量 $E$ 和泊松比 $\mu$ 也会相应发生变化。因此,本研究在对摩擦角 $\varphi$ 和黏聚力 $c$ 折减时,同时将变形模量 $E$ 和泊松比 $\mu$ 作相应的调整,依此分析雨水浸润后黄土边坡稳定性,为实际工程中的边坡稳定分析提供参考。

## 1 传统极限平衡分析法

传统极限平衡法<sup>[9]</sup>是以摩尔-库仑强度抗剪强度为理论基础,将滑块体分成许多垂直条块,并在垂直条块建立力的平衡方程,求解安全系数。

### 1.1 简布法

简布法(Janbu)假定条间力作用在土条地面以上1/3处,形成推力线,通过力平衡关系,求解安全系数,其计算式为:

$$F_{s_1} = \frac{\sum \frac{1}{m \cos \alpha_i} [c'_i b_i + (w_i - \Delta X_i) \tan \varphi'_i]}{\sum (w_i + \Delta X_i) \tan \alpha_i} \quad (1)$$

式中:  $W_i$ 为条块 $i$ 土条自重;  $c'_i$ 为条块 $i$ 有效黏聚力;  $\varphi'_i$ 为条块 $i$ 有效摩擦角;  $E_i$ 为条块 $i$ 水平作用力;  $b_i$ 为条块 $i$ 土条宽度;  $F_{s_1}$ 为计算时假定的安全系数;  $\Delta X_i$ 为条间合力;  $\alpha_i$ 为坡角;  $m$ 为常数,  $m =$

$1 + \frac{\tan \varphi \tan \alpha_i}{F_{s_1}}$ , 通过假定  $F_{s_1}=1$  时求得值,  $\varphi$  为土的摩擦角。

简布法条块作用力分析示意,如图1所示。

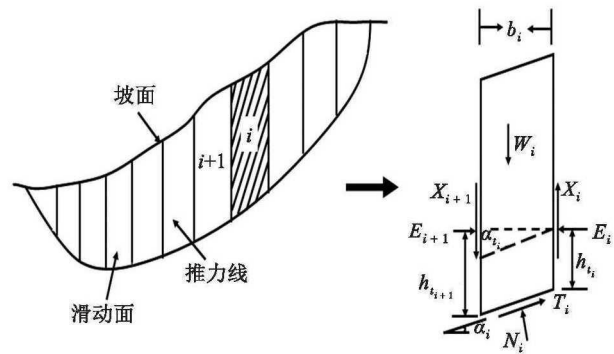


图1 Janbu法条块作用力分析

Fig. 1 Analysis of the force using the Janbu method

### 1.2 毕肖普法

毕肖普法(Bishop)考虑土条侧面作用力,并假定各土条底部滑动面的安全系数均相同,通过力平衡条件,并根据图2所示的条块作用力,分析得到式(2):

$$N_i \cos \theta_i = w_i + \Delta H_i - T_i (\cos \theta_i - \sin \theta_i) \quad (2)$$

式中:  $T_i$ 为切向力;  $N_i$ 为条块 $i$ 底部总法向力;  $\theta_i$ 第 $i$ 个条块底部坡角;  $\Delta H_i$ 为切向合力;  $P_i$ ,  $P_{i+1}$ 分别为条块 $i$ 和条块 $i+1$ 的法向力。

通过整体力矩平衡条件,各土条作用力对圆心力矩之和为零,可得式(3):

$$F_{s_2} = \frac{\sum \frac{1}{m_i} [c'_i b_i + (W_i + \Delta H_i) \tan \varphi'_i]}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (3)$$

式中:  $\varphi'_i$ 为条块 $i$ 有效摩擦角。

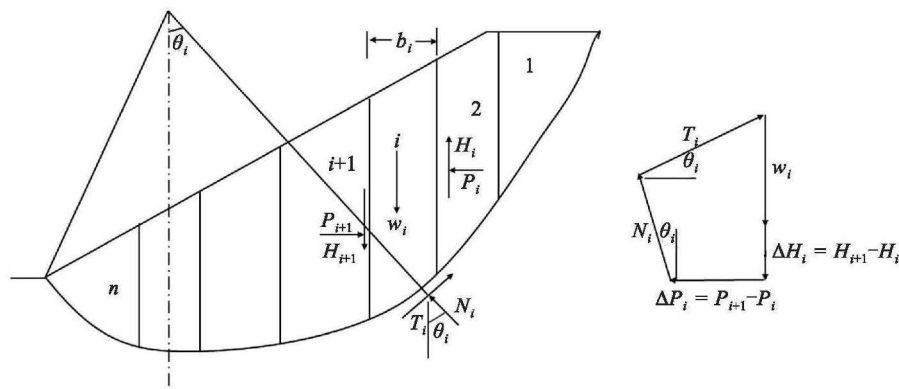


图2 Bishop法条块作用力分析

Fig. 2 Analysis of the force using the Force



## 2 强度折减法

基于强度折减系数法,通过拟定初始折减系数 $f_0$ ,将所研究对象的初始黏聚力 $c$ 、摩擦角 $\varphi$ 迭代折减,得到的折减参数 $c_0$ 、 $\varphi_0$ 输入到程序,进行数值运算。若研究对象经过一次迭代后收敛,则重新拟定折减系数 $f_1$ 进行二次折减,依此进行 $i$ 次迭代折减,直到计算不收敛,此时的折减系数 $f_s$ 为所求的安全系数,可通过式(6)进行 $i$ 次迭代折减求解:

$$\begin{cases} c_i = \frac{c}{f_i}; \\ \tan \varphi_i = \frac{\tan \varphi}{f_i}. \end{cases} \quad (6)$$

本研究中强度折减系数法的屈服准则,采用广义米塞斯准则<sup>[10]</sup>,即德鲁克-普拉格准则(D-P准则)。D-P屈服条件是一种等向硬化-软化弹塑性本构模型,一般将屈服函数 $f$ 表示为:

$$f = \chi I_1 + \sqrt{J_2} - K = 0. \quad (7)$$

其中, $I_1$ 是应力第一不变量, $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ; $\chi$ 、 $k$ 为岩土材料内摩擦角 $\varphi$ 和黏聚力 $c$ 有关的常数, $\alpha = \sin \varphi / (9 + 3(\sin \varphi)^2)^{1/2}$ , $k = c \times \sin \varphi / (9 + 3(\sin \varphi)^2)^{1/2}$ ; $J_2$ 是应力偏量第二不变量, $J_2 = \frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$ 。

在主应力空间中D-P屈服面是一个圆锥体, $\Pi$ 平面上是一个圆, $S$ 是 $\Pi$ 平面截面积,更适合数值计算,如图5所示。

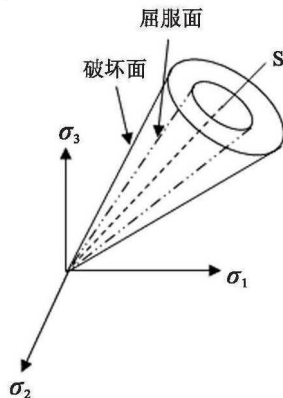


图5 德鲁克-普拉格模型

Fig. 5 The Drucker-Prager model

在有限元数值分析过程中,边坡失稳破坏判

断依据:①以计算结果的收敛性作为边坡失稳判断标志<sup>[11-12]</sup>,即假定以节点不平衡力和外荷载的比值,力与位移的收敛标准值等为边坡破坏判断依据;②以广义塑性应变或等效塑性应变从坡脚到坡顶贯通为边坡破坏标志<sup>[13-16]</sup>;③通过特征部位位移突变为判据<sup>[17]</sup>。本研究边坡失稳破坏的依据以计算结果的收敛性作为边坡失稳破坏判断依据、塑性区贯通与否作为验证条件,并通过特征部位位移突变作为判据。

采用强度折减法,求解边坡安全系数时,若对黏聚力 $c$ 、摩擦角 $\varphi$ 进行折减,很多情况下塑性区将首先出现在边坡深部,当深部塑性区已贯通整个模型时,计算结果不收敛,而潜在滑动通道可能未贯通,使得计算结果偏小。郑宏等人<sup>[15]</sup>研究发现通过对变形模量 $E$ 、泊松比 $\mu$ 进行相应调整,得到的安全系数更接近经典极限平衡法,计算结果更符合实际工程。因此,本研究中依据变形模量 $E$ 和泊松比 $\mu$ 相关理论公式,通过对变形参数调整以及强度折减系数,求解边坡安全系数,变形参数调整,其公式(8)为:

$$\begin{cases} \beta = \frac{\sin \varphi}{1 - 2\mu}; \\ \mu_i = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\sin \varphi_i}{\beta} \right); \\ E_i = \frac{E\mu}{\mu_i}. \end{cases} \quad (8)$$

其中, $\varphi_i$ 为折减后对应的摩擦角; $\mu_i$ 为调整后的泊松比。角标 $i$ 为强度折减次数, $\beta$ 为常数,所以只需在折减前将材料的初始强度参数代入式(8)就可计算出 $\beta$ 。在折减过程中,黏聚力 $c$ 、摩擦角 $\varphi$ 不断降低,泊松比 $\mu$ 反而增大,变形模量 $E$ 随之减小。式(8)中每对黏聚力 $c$ 、摩擦角 $\varphi$ 进行一次折减,就会对变形模量 $E$ 、泊松比 $\mu$ 做相应的调整,直至第 $i$ 次折减后计算不收敛。

## 3 边坡模型建立及分析

边坡受雨水浸润影响会导致含水量发生变化,进而改变土体相关力学性质。根据学者对受降雨影响时雨水浸润深度范围的研究,参考文献[11]设定雨水最大浸润深度为2 m,依据《公路路基设计规范》(JTGD30-2015)<sup>[18]</sup>中的规定,设定土质为

Q3期黄土且为均质土层。依据文献[5]中的研究结果, 边坡雨水浸润时, 只有0.2 m的土层达到饱和状态。当雨水不断入渗时, 约0.2 m土体深度一直处于饱和状态, 且总浸润影响深度范围不超过2.7 m, 所以依此可设定土层参数, 见表1。

通过式(6)和式(8), 对黏聚力 $c$ 、内摩擦角 $\varphi$ 的折减和变形模量 $E$ 、泊松比 $\mu$ 进行调整, 结果见表2~3。

表1 黄土力学性质参数

Table 1 Mechanical properties parameters of loess

总浸润影响深度	重度/(kN·m <sup>-3</sup> )	变形模量/MPa	泊松比	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)	常数 $\beta$
0 m < $H_1$ ≤ 0.2 m 黄土状态	20	14	0.3	10	15	0.65
0.2 m < $H_2$ ≤ 2 m 黄土状态	19	16	0.3	12	18	0.77
$H_3$ > 2 m 黄土状态	16	20	0.3	20	30	1.25

表2 强度参数黏聚力、内摩擦角折减

Table 2 Reduction of strength parameters of the cohesion and friction angle

折减系数	0 m < $H_1$ ≤ 0.2 m		0.2 m < $H_2$ ≤ 2 m		$H_3$ > 2 m	
	内摩擦角/(°)	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)	黏聚力/MPa
1.60	9.507	6.250	11.479	7.500	19.842	12.500
1.62	9.392	6.173	11.341	7.407	19.616	12.346
1.70	8.957	5.882	10.820	7.059	18.758	11.765
1.80	8.467	5.556	10.232	6.667	17.784	11.111
1.82	8.375	5.495	10.122	6.593	17.600	10.989
1.90	8.027	5.262	9.704	6.316	16.902	10.526
2.10	7.271	4.762	8.795	5.714	15.372	9.524
2.12	7.203	4.717	8.714	5.660	15.234	9.434
2.14	7.137	4.673	8.633	5.607	15.098	9.346
2.16	7.071	4.630	8.555	5.556	14.965	9.256
2.20	6.944	4.545	8.401	5.455	14.705	9.091
2.22	6.882	4.505	8.327	5.405	14.578	9.009
2.24	6.821	4.464	8.253	5.357	14.453	8.929
2.26	6.762	4.425	8.181	5.310	14.331	8.850
2.30	6.645	4.348	8.041	5.217	14.091	8.696
2.32	6.588	4.310	7.973	5.172	13.975	8.621

表3 变形模量、泊松比调整

Table 3 The adjustment of the deformation modulus and the Poisson ratio

迭代 次数	0 m < $H_1$ ≤ 0.2 m		0.2 m < $H_2$ ≤ 2 m		$H_3$ > 2 m	
	变形模量/MPa	泊松比	变形模量/MPa	泊松比	变形模量/MPa	泊松比
1	11.262	0.372 95	12.946	0.370 77	16.473	0.364 23
2	11.216	0.374 47	12.893	0.372 30	16.406	0.365 72
3	11.046	0.380 23	12.695	0.378 10	16.156	0.371 37
4	10.860	0.386 74	12.479	0.384 65	15.880	0.377 83
5	10.826	0.387 96	12.439	0.385 88	15.829	0.379 05
6	10.698	0.392 58	12.291	0.390 54	15.637	0.383 70
7	10.431	0.402 64	11.979	0.400 71	15.230	0.393 96
8	10.408	0.403 54	11.951	0.401 63	15.194	0.394 89
9	10.385	0.404 43	11.925	0.402 53	15.159	0.395 81
10	10.363	0.405 30	11.899	0.403 41	15.124	0.396 71
11	10.319	0.407 00	11.848	0.405 13	15.058	0.398 47
12	10.299	0.407 82	11.824	0.405 96	15.025	0.399 32
13	10.278	0.408 64	11.800	0.406 78	14.994	0.400 16
14	10.258	0.409 43	11.776	0.407 59	14.963	0.400 99
15	10.219	0.410 99	11.731	0.409 17	14.903	0.402 61
16	10.201	0.411 74	11.709	0.409 94	14.873	0.403 40



边坡雨水浸润深度受黄土的膨胀性、降雨时间及降雨强度等因素影响。为了真实模拟受雨水影响边坡在浸润深度范围内的稳定性，依据文献[5]中边坡只有0.2 m达到饱和状态及文献[6~7]关于雨水浸润深度范围研究结论，规定雨水浸润深度范围最大为2.0 m，设置6种物理浸润模型（0、0.4、0.8、1.2、1.6、2.0 m）进行有限元数值分析。其中，黄土边坡坡顶到坡脚间的距离 $H=10\text{ m}$ ，坡脚处向左延伸 $L=15\text{ m}$ ，坡顶最左处向右水平延伸 $Z=15\text{ m}$ ，左边界 $D=10\text{ m}$ ，坡度为 $\Phi=45^\circ$ ，设定饱和层为 $0\text{ m}<H_1\leq 0.2\text{ m}$ 为，欠饱和层为 $0.2\text{ m}<H_2\leq 2\text{ m}$ ，未浸润层为 $H_3>2\text{ m}$ ，如图6所示。

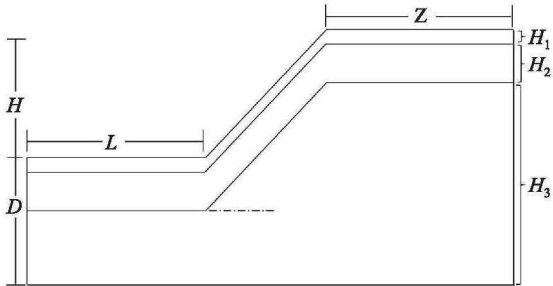


图6 雨水浸润边坡模型

Fig. 6 Slope model of rainwater infiltration

边坡数值模型采用PLANE82八节点单元，按四边形网格划分规则进行建模划分网格，在雨水浸润层处进行网格加密处理，使计算更加精确。其中，左、右两边界支约束（ $x$ 方向），底边界为固定约束（ $x$ 、 $y$ 方向），如图7所示。

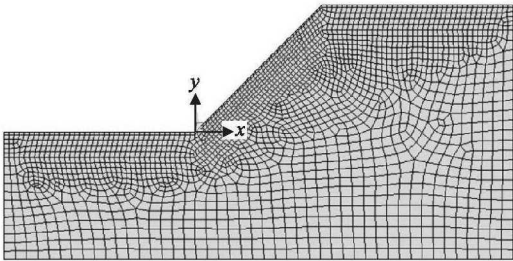
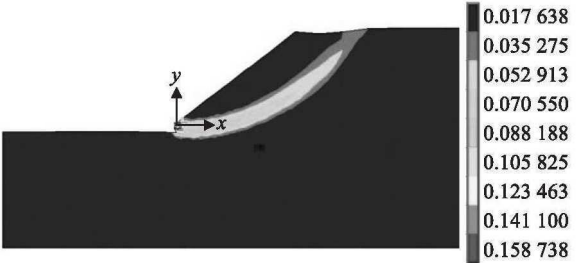


图7 模型网格划分

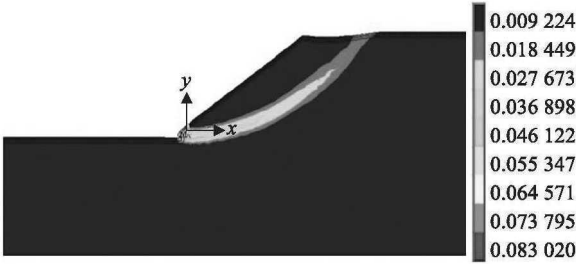
Fig. 7 Model meshing

随着降雨时间的延长，雨水浸润深度逐渐增大，当浸润深度达到某范围时不再随着降雨时间的延长而增大，基于这种变化规律及对降雨条件下边坡浸润深度影响的研究，设置6种边坡浸润物理模型，最大浸润深度为2 m，在边坡自重荷载下，通过折减、迭代至计算不收敛。边坡失稳破坏的依据是以计算结果收敛性作为边坡失稳破坏

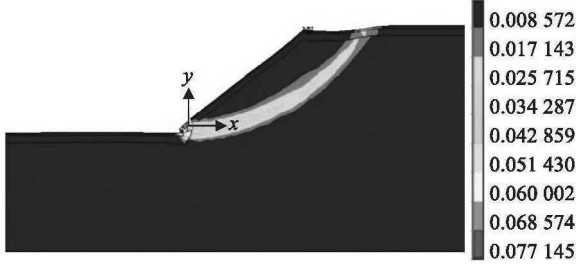
判断依据，以塑性区贯通与否作为验证条件，通过有限元数值计算分析得出不同浸润深度时黄土边坡塑性贯通云图，如图8所示。



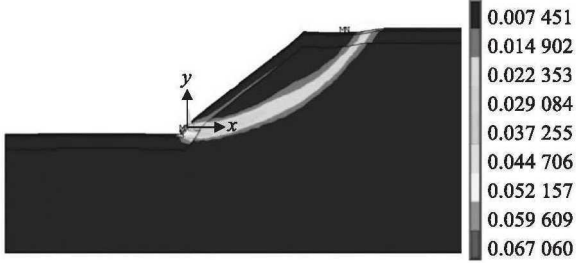
(a) 未浸润时， $f_i=2.32$



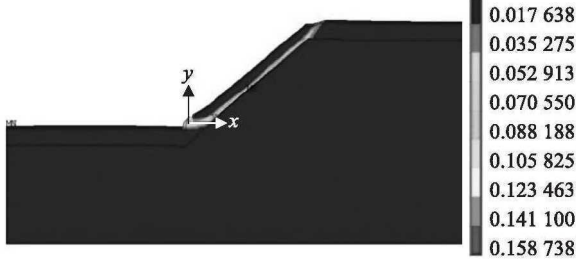
(b) 浸润深度0.4 m， $f_i=2.24$



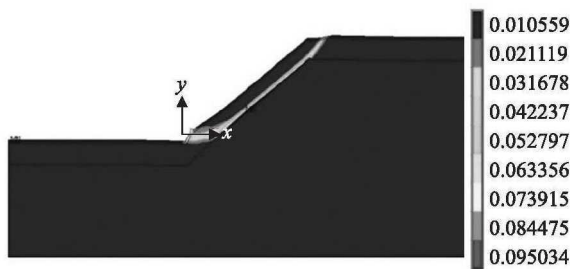
(c) 浸润深度0.8 m， $f_i=2.22$



(d) 浸润深度1.2 m， $f_i=2.14$



(e) 浸润深度1.6 m， $f_i=1.80$



(f) 浸润深度 2.0 m,  $f_s=1.62$

图8 塑性应变贯通云图

Fig. 8 Plastic strain cloud diagram

从图8中可以看出,随着浸润深度不断增加,黄土边坡稳定安全系数不断降低,且6种不同雨水浸润物理模型塑性区均已贯通到坡顶,表明:边坡已经破坏,此时的强度折减系数 $f_s$ 为边坡安全系数。(a)、(b)、(c)、(d)的塑性应变贯通云图滑动面是圆滑动面,且最大塑性变形位置在坡脚处,而(e)、(f)塑性应变云图滑动面是顺着浸润面滑动,边坡最大塑性变形大概在入浸润面中处;(a)、(b)、(c)、(d)模型没有顺浸润面滑动,是因为浸润的土层部分较(e)、(f)浸润深度较浅,剩余抗滑力能克服浸润部分土层的下滑力。从(d)中可以看出,浸润面有塑性发展趋势,即从圆滑动面滑动破坏发展到顺浸润面滑动破坏有一定过渡性。从这6种数值分析中可得,浸润深度为0~1.2 m时,边坡安全系数较高;当浸润深度超过1.2 m时,边坡安全系数下降较大且滑动破坏面改变。

通过D-P法、M-P法、Janbu法、Bishop法、Ordinary法5种极限平衡方法,求解边坡在不同浸润深度的安全系数 $F_s$ ,并绘制出浸润深度变化曲线图,如图9所示。

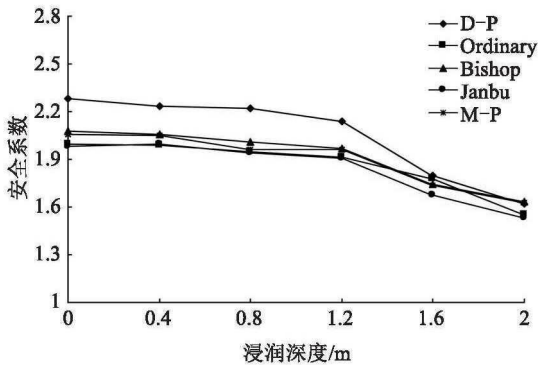


图9 安全系数与浸润深度关系

Fig. 9 The relationship of safety factor and infiltration depth

从图9中可以看出,随着浸润深度不断增加,安全系数相应减小。当浸润深度超过1.2 m时,安全系数下降趋势变大。有限元强度折减法(D-P)与传统极限平衡法求得的安全系数总体变化趋势大致相同。在雨水浸润后,浸润深度未达到1.2 m时,黄土边坡较为稳定;浸润深度超过1.2 m时,边坡稳定性下降较快。

通过D-P法提取坡脚和浸润面处的位移,并绘制相关曲线图,可得浸润深度与位移变化关系,如图10所示。

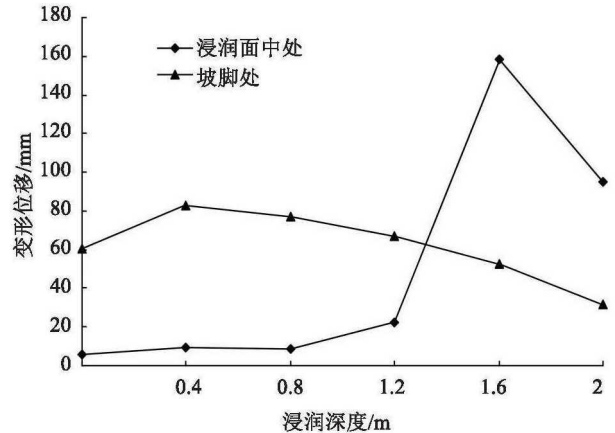


图10 特征部位位移随浸润深度变化

Fig. 10 Displacement of characteristic parts changing with infiltration depth

从图10中可以看出,浸润面中处和坡脚处的折线图在浸润深度1.2~1.5 m范围内相交,即随着浸润深度增大,滑动面从圆弧滑动破坏逐渐过渡到沿着浸润面滑动破坏。当浸润深度超过1.2 m时,浸润面中处位移改变量剧增,边坡浸润部分土体突然滑坡、塌方,受雨水浸润后的土体抗剪强度降低,土体软化形成软弱夹层,边坡整体发生浅层滑切破坏。

## 4 结论

基于有限元强度折减法及调整变形模量、泊松比相关理论方法,研究了受雨水浸润后黄土边坡的稳定性。通过设定雨水浸润厚度层将黄土边坡分为饱和层、欠饱和层及未浸润层,进而将边坡强度参数受雨水浸润时的影响,等效成不同层状的静力稳定分析,并求解边坡安全系数,得到结论为:

1) 受雨水浸润后, 边坡稳定安全系数减小。在  $0\text{ m} < H_1 \leq 1.2\text{ m}$  浸润深度范围内, 边坡最大塑性变形位置在坡脚处; 当超过  $1.2\text{ m}$  时, 随着浸润深度的增大边坡最大塑性变形位置逐渐转移到浸润面中处。因此, 可以对边坡面中处进行锚固支护等边坡防护措施, 以保证边坡在雨水浸润后的稳定性。

2) 雨水浸润深度在  $0\text{ m} < H_2 \leq 1.2\text{ m}$  时, 由于浸润深度较浅, 土体抗滑力能克服浸润部分土层下滑力, 边坡滑动面视为圆滑动面。当浸润深度超过  $1.2\text{ m}$  时, 浸润面处有塑性贯通发展趋势, 随着浸润深度增大, 滑动面从圆弧滑动逐渐过渡到沿着浸润面滑动, 进而引发浅层滑切破坏。因此, 对于频繁降雨区域, 为避免受雨水浸润后边坡失稳, 需要做好边坡排水或防护措施。

3) 通过求解雨水浸润后边坡的安全系数, 当浸润深度在  $0 \sim 1.2\text{ m}$  范围内, 边坡较为稳定, 且不易发生失稳破坏; 当浸润深度超过  $1.2\text{ m}$  时, 边坡安全系数下降较快。

4) 本研究通过一个简单例子, 验证了黄土边坡在受雨水浸润, 并达到一定土层厚度时, 容易发生浅层滑切破坏。但在雨水浸润到土体后未考虑土体孔隙水压力、土渗透系数等因素的变化, 在后续工作中需对这些影响因素进行深入研究。

#### 参考文献(References):

- [1] 王花蕊. 降雨诱发黄土边坡失稳破坏机制研究[J]. 陕西水利, 2019(2): 27-28, 31. (WANG Hua-rui. Research on instability and failure mechanism of loess slopes induced by rainfall [J]. Shaanxi Water Resources, 2019(02): 27-28, 31. (in Chinese))
- [2] 石振明, 沈丹祎, 彭铭, 等. 考虑多层非饱和土降雨入渗的边坡稳定性分析[J]. 水利学报, 2016, 47(8): 977-985. (SHI Zhen-ming, SHEN Dan-wei, PENG Ming, ZHANG Lu-lu, et al. Slope stability analysis by considering rainfall infiltration in multi-layered unsaturated soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering. 2016, 47(8): 977-985. (in Chinese))
- [3] 周晓蓉, 张云, 黄佳栋. 强降雨入渗作用下土质边坡失稳灾变研究[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2018, 31(1): 62-67, 73. (ZHOU Xiao-rong, ZHANG Yun, HUANG Jia-Dong. Study on catastrophe of soil slopes under rainfall infiltration[J]. Journal of Shijiazhuang Tiedao University: Natural Science Edition, 2018, 31(1): 62-67, 73. (in Chinese))
- [4] 苏永华, 蹇宜霖, 张航. 基于滑带软化的滑坡渐进破坏机制分析[J]. 公路工程, 2019, 44(1): 32-37, 62. (SU Yong-hua, JIAN Yi-lin, ZHANG Hang. Analysis of Landslide Progressive Failure Mechanism Based on Sliding Zone Softening[J]. Highway Engineering, 2019, 44(01): 32-37, 62. (in Chinese))
- [5] 刘海松, 倪万魁. 湿陷性黄土路基降雨入渗规律的试验研究[A]//中国岩石力学与工程学会, 第二届全国岩土与工程学术大会论文集: 下册. 北京: 科学出版社, 2006: 732-736. (LIU Hai-song, NI Wan-kui. Test on Infiltration Law of Collapsibility-Loess-Subgrade under Rainfall Circumstance [A]//Chinese Society of Rock Mechanics and Engineering, Proceedings of Second National Congress of Geotechnical and Engineering: Next Volume. Beijing: Science Press. 2006: 732-736. (in Chinese))
- [6] 汪勇, 刘瑾, 张建. 黄土边坡降雨入渗规律及其对稳定性的影响[J]. 中国煤炭地质, 2017, 29(1): 48-52. (WANG Yong, LIU Jin, ZHANG Jian. Loess slope rainfall influent seepage pattern and its impact on slope stability [J]. Coal Geology of China, 2017, 29(1): 48-52. (in Chinese))
- [7] 潘俊义, 侯大勇, 李荣建, 等. 不同雨强下黄土边坡降雨入渗测试与分析[J]. 工程地质学报, 2018, 26(5): 1170-1177. (PAN Jun-yi, HOU Da-yong, LI Rong-jian, et al. Rainfall infiltration test and analysis of loess slope under different rainfall intensities. [J]. Journal of Engineering Geology, 2018, 26(5): 1170-1177. (in Chinese))
- [8] 林鸿州, 于玉贞, 李广信, 等. 降雨特性对土质边坡失稳的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(1): 198-204. (LIN Hong-zhou, YU Yu-zhen, LI Guang-xin, et al. Influence of rainfall characteristics on soil slope failure [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(1): 198-204. (in Chinese))
- [9] 陈文胜, 尹哲彬, 罗迎迎. 基于条分法原理的牵引式滑坡分析方法研究[J]. 交通科学与工程, 2019, 35(3): 1-5. (CHEN Wen-sheng, YIN Zhe-bin, LUO Ying-ying, Research on tractive landslide analysis method based on slice method[J]. Journal of Transport Science and Engineering, 2019, 35(3): 1-5. (in Chinese))
- [10] 郑颖人, 龚晓南. 岩土塑性力学基础[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989. (ZHENG Ying-ren, GONG Xiao-nan.



- Fundamentals of geotechnics plasticity [M]. Beijing: China Building Industry Press, 1989.(in Chinese))
- [11] Yuan W, Li J X, Li Z H, et al. A strength reduction method based on the Generalized Hoek-Brown (GHB) criterion for rock slope stability analysis[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 117.
- [12] 张鲁渝,郑颖人,赵尚毅,等.有限元强度折减系数法计算土坡稳定安全系数的精度研究[J].水利学报,2003(1):21-27.(ZHANG Lu-yu, ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, et al. The feasibility study of strength-reduction method with FEM for calculating safety factors of soil slope stability [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003 (1):21-27.(in Chinese))
- [13] 万少石,年廷凯,蒋景彩,等.边坡稳定强度折减有限元分析中的若干问题讨论[J].岩土力学,2010,31(7):2283-2288,2316.(WAN Shao-shi, NIAN Ting-kai, JIANG Jing-cai, LUAN Mao-tian. Discussion on several issues in slope stability analysis based on shear strength reduction finite element methods [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010,31(7):2283-2288,2316.(in Chinese))
- [14] 栾茂田,武亚军,廷凯.强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J].防灾减灾工程学报,2003,23(3):1-8.(LUAN Mao-tian, WU Ya-jun, TING Kai. A criterion for evaluating slope stability based on development of plastic zone by shear strength reduction FEM[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2003, 23(3): 1-8.(in Chinese))
- [15] 郑宏,李春光,李焯芬,等.求解安全系数的有限元法[J].岩土工程学报,2002,24(5):626-628.(ZHENG Hong, LI Chun-guang, LI Zhuo-fen et al. Finite element method for solving the factors of safety [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(5): 626-628. (in Chinese))
- [16] 周翠英,刘祚秋,董立国,等.边坡变形破坏过程的大变形有限元分析[J].岩土力学,2003,24(4):644-652.(ZHOU Cui-ying, LIU Zuo-qiu, DONG Li-guo et al. Large deformation fem analysis of slopes failure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(4): 644-652.(in Chinese))
- [17] 陶宇,梁伟桥,谢卫兵.有限元强度折减法分析边坡稳定性的判据研究[J].工业建筑,2019,49(2):103-106.(TAO Yu, LIANG Wei-qiao, XIE Wei-bing. Reserach on the criterions of slope stability analysis based on finite element strength reduction method [J]. Industrial Construction,2019,49(2):103-106.(in Chinese))
- [18] 中交第二公路勘察设计院有限公司.公路路基设计规范:JTGD30-2015[S].北京:人民交通出版社,2015.(CCCC Second Highway Consultats Co., Ltd.. Specifications for Design of Highway Subgras:JTGD30-2015[S]. Beijing: China Communications Press, 2015.(in Chinese))