考虑降雨入渗的非连续性岩体边坡稳定分析

沈振中，林伟斌，杨海林

（河海大学水利水电工程学院，江苏 南京 210098）

摘　要：由于断层和节理切割，边坡岩体一般具有非连续特性，降雨入渗是影响其稳定的重要因素之一。应用饱和—非饱和渗流理论建立了岩体边坡的非稳定饱和—非饱和渗流分析模型，并采用块体系统的非连续变形分析建立了降雨入渗非饱和渗流场影响的岩体边坡稳定分析和评价模型。作为应用实例，对某高速公路岩体边坡在降雨入渗条件下的非稳定饱和-非饱和渗流场及其对边坡稳定性的影响进行详细分析，并对边坡的稳定性进行评价。

关键词：岩体边坡；降雨入渗；饱和－非饱和渗流；非连续变形分析（DDA）；边坡稳定

作者简介：沈振中(1968－)，男，江苏吴江人，博士，教授，博士生导师，主要从事水工结构与岩土工程等方面的研究工作。

0　前　言

降雨引起岩坡滑坡是山区丘陵区常见的自然灾害。雨水入渗将改变边坡内地下水渗流场，导致边坡非饱和区水压力的暂时升高，产生暂态的附加水荷载，从而边坡发生破坏的可能性明显增大[1]。目前在工程设计中所选用的非饱和区暂态附加水荷载都是凭经验假定的，如何恰当估计岩坡内暂态孔隙水压力的升高区和升高值是预测岩坡滑坡和加固设计的关键。求解裂隙岩体非饱和渗流场的数学模型归纳起来可划分为以下 4 种[2,4]：①等效连续介质模型，就是根据流量相等原则把岩块－裂隙系统等效成连续介质[3]，它适用于裂隙发育的大区域数值模拟；②离散裂隙网络模型，认为岩块本身不透水，整个地下水运动是通过裂隙网络来进行的，适合于求解岩块致密、裂隙稀疏的小区域的非饱和渗流问题；③裂隙－孔隙双重介质模型，认为岩块孔隙系统和裂隙系统均连续充满整个研究域，它具有较好的拟真性（相对等效连续介质）和较好的可操作性（相对于离散裂隙网络模型）；④离散－连续介质耦合模型，用离散裂隙网络模型描述主干裂隙中的水运动，用等效连续介质模型描述次要裂隙和孔隙中的水运动。迄今为止，在工程及生产科研中应用最为广泛的是等效连续介质模型。本文应用饱和－非饱和渗流理论建立了岩体边坡的非稳定饱和－非饱和渗流分析模型，对降雨入渗作用下边坡渗流场进行了模拟分析，并运用非连续变形分析（DDA）方法[5]，对某高速公路边坡的稳定性进行分析和评价。

1　降雨入渗的渗流模型

假定达西定律同样适用于非饱和渗流情况，则非饱和渗流基本微分方程可采用与饱和渗流相同的方法推导得出。非稳定饱和—非饱和渗流的基本微分方程如下：

$$\frac{\partial}{\partial x_i}\left[k_{ij}^{s}k_r(h_c)\frac{\partial h_c}{\partial x_j}+k_{i3}^{s}k_r(h_c)\right]-Q=[C(h_c+\beta S_s)]\frac{\partial h_c}{\partial t} \quad 。 \tag{1}$$

式中，h_c 为压力水头；k_{ij}^{s} 为饱和渗透系数张量；k_{i3} 为饱和渗透系数张量中仅和第 3 坐标轴有关的渗透系数值；k_r 为相对透水率，为非饱和土的渗透系数与同一种土饱和时的渗透系数的比值，在非饱和区 $0<k_r<1$，在饱和区 $k_r=1$；C 为比容水度，$C=\dfrac{\partial\theta}{\partial h_c}$，在正压区 $C=0$；β 为饱和—非饱和选择常数，在非饱和区等于 0，在饱和区等于 1；S_s 为弹性贮水率，饱和土体的 S_s 为一个常数，在非饱和土体中 $S_s=0$，当忽略土体骨架及水的压缩性时对于饱和区也有 $S_s=0$；Q 为源汇项。

采用 Galerkin 加权余量法，可导出如下的有限元支配方程：

$$[A]\{\Delta h_c\}_{t+\Delta t}^{k+1}=\{\Delta B\}_{t+\Delta t}^{k+1} \quad , \tag{2}$$

其中

$$[A]=[K]+\frac{1}{\Delta t}[S] \quad , \tag{3}$$

$$\{\Delta B\}_{t+\Delta t}^{k+1}=\{\Delta F\}_{t+\Delta t}^{k}-\frac{1}{\Delta t}[S](\{h_c\}_{t+\Delta t}^{k}-\{h_c\}_{t}) \quad , \tag{4}$$

$$\{\Delta F\}_{t+\Delta t}^{k}=-\int_{\Omega^e}K_r(h_c)\left(N_{a,i}K_{ij}\left((h_c)_{t+\Delta t}^{k}+x_3\right)_{,j}\right)\mathrm{d}\Omega+\int_{\Gamma_2}qN_a\mathrm{d}\Gamma \quad , \tag{5}$$

$$[K]=\sum_e\int_{\Omega^e}K_r(h_c)\left(N_{a,i}K_{ij}^{s}N_{b,j}\right)\mathrm{d}\Omega \quad , \tag{6}$$

$$[S]=\sum_e\int_{\Omega^e}\left[C(h_c)+\beta S_s\right]N_aN_b\mathrm{d}\Omega \quad , \tag{7}$$

式（2）可用差分法迭代求解。

2　非连续变形分析的基本理论[5-8]

非连续变形分析采用完全一阶位移函数来逼近块体系统的位移场。块体的大位移和大变形是由分步的小位移和小变形累加形成的。在每一计算时步中，所有点的位移是小的，每个块体的移动、转动与变形用 6 个变量来表示，块体内任意点 (x,y) 的总位移 (u,v) 是包括所有 6 个变量位移的累加。

系统中各个块体是互相联系的，并依靠块体间的接触和对单个块体的位移约束形成一个块体系统。其联立方程式可以用块体系统的作用力、应力和边界约束所产生的总势能最小化来导出。

因为大位移和大变形包含在非连续变形分析中，块体位置、块体形状和块体接触随荷载步或时间步变化。在块体系统中，块体的运动不允许块体之间受拉和相互嵌入，对每一种接触有三种模式：张开、滑动和锁定。

收稿日期：2006－07－30

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

DDA将岩体视为非连续块体单元，块体与块体之间用虚拟的弹簧来传递相互作用力。计算中的每一时步，接触面应满足如下条件：

(1) 不允许存在法向拉应力，即 $\sigma_n \le 0$。

(2) 剪应力遵循Mohr—Coulomb准则 $|\sigma_s| \le c + \sigma_n \tan\varphi$，其中 c 为接触面的凝聚力，φ 为内摩擦角。

3 稳定分析和评价

为了分析岩体边坡的稳定性，首先需要确定极限摩擦角，即能使滑动体保持稳定的最小摩擦角。但是，DDA分析不能直接给出极限摩擦角，它只能给出每一个块体随时间变化的应力和位移。对于某一给定的块体系统，如果凝聚力和内摩擦角等材料参数变化，滑动体的位移也将随着变化。对于边坡稳定分析，边坡的位移不是重要的。但是，通过分析某一点在不同情况下的位移变化，可以确定极限摩擦角[8-9]。定义滑动体的安全系数如下：

$$F_s = \tan\varphi_A / \tan\varphi_L \quad (3)$$

式中，φ_A 为断层或节理实际的内摩擦角，φ_L 为极限内摩擦角。

4 实例分析

某高速公路K91段岩体边坡主要为花岗岩，上面还附有残积土，岩体因风化程度的不同主要分为全风化、强风化和弱风化三层，节理较发育。选取断面K91+070进行分析，水平方向长60.0 m，竖直方向高66.0 m，如图1所示。在该断面上对边坡稳定影响较大的岩体节理有节理2（SE162，直立），节理7（N0，E，59°）和节理8（NE10，SE，35°）三组。其中节理2节理面平直、光滑，有黑色锈膜，已滑落；节理7已滑落；节理8呈弧状分布于全风化花岗岩中，顺坡，易滑坡。同时考虑全、强风化界面和强、弱风化界面的影响。岩体自然容重19.8 kN/m^3。

4.1 渗流分析

根据提供的降雨资料，最大降雨取2005年6月20日～23日连续4 d的降雨量，分别为240、300、160和50 mm/d。参考有关文献资料，全风化、强风化和弱风化3种花岗岩的渗透系数分别取为 5.0×10^{-3}、5.0×10^{-4}、2.0×10、6.0×10^{-5} cm/s。为安全考虑，岩体的给水度及储水系数都取为0。

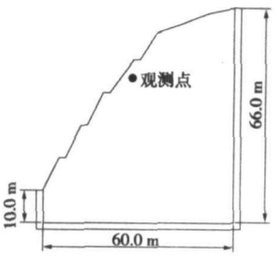


图1 计算断面和计算范围示意图

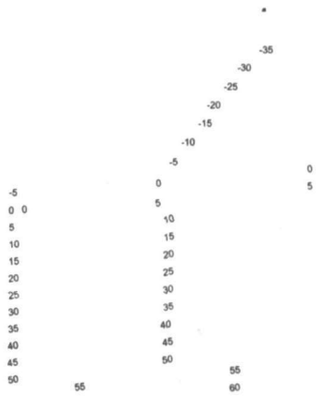
根据所给地下水位资料，确定路基边坡外侧水位为60.0 m，山体侧水位为74.0 m。分两个工况进行计算分析，工况1为暴雨情况，即连续4 d暴雨，雨量分别为240、300、160和50 mm/d。工况2为平均降雨情况，即根据年平均降雨量和降雨天数，确定连续降雨4天，每天降雨量为20 mm。限于篇幅，图2仅给出了工况1各时刻的地下水位。可见：

(1) 降雨量的大小对边坡地下水位影响显著，连续暴雨对边坡地下水位影响比较大，而连续平均降雨对边坡地下水位影响比较小。

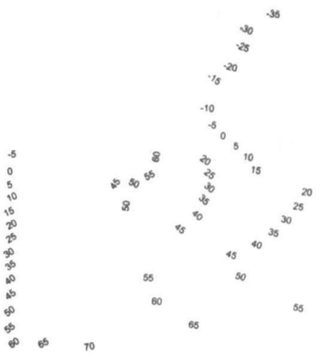
(2) 降雨开始时，地下水位以上边坡处于非饱和状态，随着降雨的持续，雨水渗入边坡，上部非饱和区的含水量逐渐增大，局部趋向于饱和，同时负孔隙水压力（即基质吸力）逐渐降低，使得岩体抗剪强度下降，导致边坡稳定性下降。由于所取断面的边坡地下水位较高，降雨历时1 d后，首先在饱和区逸出点以上附近出现暂态饱和区。随着降雨历时的增加，暂态饱和区范围沿坡面线附近区域不断扩展、延伸。降雨停止3 d后，暂态饱和区范围逐渐减少，同时基质吸力逐渐升高。

(3) 实际的降雨边坡入渗过程远比建立的数学模型复杂，由于岩体含水量升高，基质吸力降低，使得岩体的抗剪强度降低，特别是岩体内的结构面强度参数减小，因此，由降雨入渗引起的地下水（包括暂态饱和区）荷载的变化导致边坡失稳，可能不是主要因素，最重要的是岩体（主要是结构面）的抗剪强度降低。当入渗的雨水在继续下渗时，如遇到地质软弱构造面，会显著降低该构造面的抗剪强度，引起边坡失稳。这也是有些边坡的失稳发生在降雨停止后的某个时刻的主要原因。

(4) 加强边坡的排水、减少或防止雨水入渗是增加边坡稳定性的重要措施。

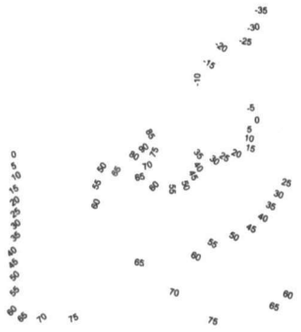


(a) 初始时刻 ($t=0$)

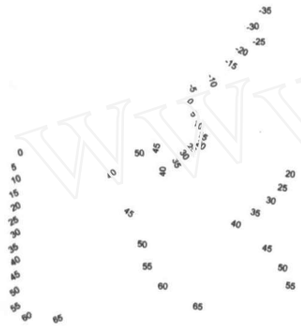


(b) 降雨24 h ($t=24$ h)

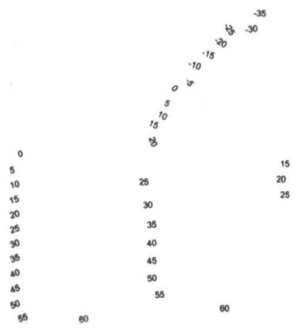
© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net



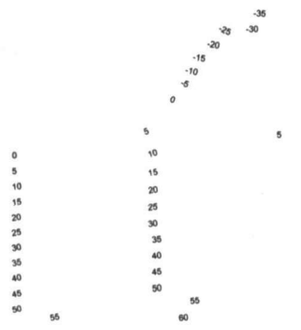
(c) 降雨 48 h (t = 48 h)



(d) 降雨 72 h (t = 72 h)



(e) 降雨 96 h (t = 96 h)



(f) 降雨停止 3 d (t = 168 h)

图 2 工况 1 各时刻地下水位等值线图

4.2 边坡稳定分析

根据节理面产状和节理的间距等信息，考虑其不连续特性，建立块体离散模型，并在边坡块体上取一代表点，作为观测点考察边坡的变形，如图 3 所示。这里 X 方向水平向右，Y 方向垂直向上。

由于缺少节理面的强度参数，这里根据边坡节理的实际构造情况和几何产状，首先确定边坡的最危险滑动面，然后根据边坡变形规律，探求边坡的极限内摩擦角，即能维持边坡稳定的最小内摩擦角，最后推算边坡的安全系数。

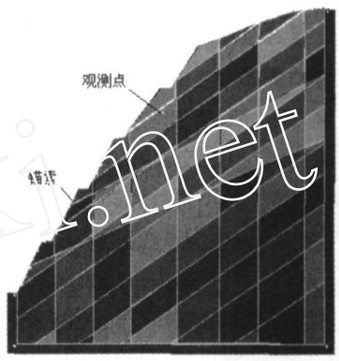


图 3 DDA 模型边坡稳定情况（Ux = −5.4 cm，Uy = −16.8 cm）

(1) 自然情况

不考虑降雨入渗的影响，根据资料提供的边坡节理信息，考虑对边坡稳定影响最大的主要节理面，建立非连续变形分析计算模型，其中锚索作用简化为集中力作用于边坡。为了研究该边坡的稳定性，需要分析边坡的滑动模式和滑动面的形式。

首先不考虑节理面的凝聚力，变化节理面的内摩擦角进行分析。计算发现，随着节理面的内摩擦角的变化（由大变小），边坡呈现 3 种状态：稳定、滑动、快速滑动。当节理面的内摩擦角较大时，边坡处于稳定状态，这时，无论计算多少时步，边坡仅产生较小的变形，不会出现滑动。当内摩擦角较小时，边坡处于破坏状态，随着计算步时的加大，滑动体的滑动位移也增大，且内摩擦角越小，滑动速度越快，在相同的计算时步内，滑动体的滑动位移越大。尽管滑动块体的位移不同，滑动面的形式基本固定。当计算 1000 时步时，边坡稳定情况下观测点位移为 Ux=−5.4cm，Uy = −16.8 cm；边坡滑动破坏情况下观测点的位移为 Ux = −130 cm，Uy = −89 cm，如图 4 所示。

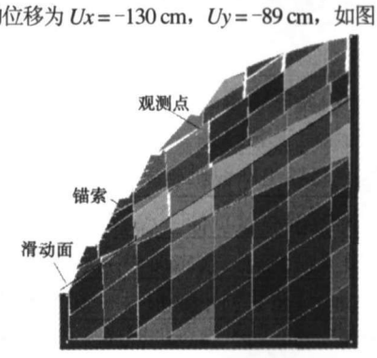


图 4 DDA 模型边坡滑动情况（Ux = −130 cm，Uy = −89 cm）

其次考虑节理面的凝聚力为 50 kPa，变化节理面的内摩擦角进行分析。计算表明，边坡的稳定和滑动破坏情况与不考虑节理面的凝聚力时基本一致，不同的仅是滑动位移的量值稍小些。

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

另外，变化节理面的间距，建立不同的模型进行分析。结果表明，尽管节理面的间距不同，该边坡滑动破坏的形式基本一致。需要指出的是，当节理面的间距变小时，计算模型的块体数成倍增加，计算时间和难度也显著增大，特别是边坡表层的一些小块体首先出现不稳定。因此，需要注意表层一些被切割的不连续块体。

根据以上模型分析所得的最危险滑动面，将边坡滑动模型进一步概化为图 5 所示的模型。该模型只考虑最危险滑动面对边坡稳定的影响，并通过分析计算确定该滑动面（节理）的极限内摩擦角。由于 DDA 分析不能直接给出极限内摩擦角，只能给出每一个块体随时间变化的应力和位移。对于边坡稳定分析，边坡的位移不是重要的。但是，通过分析某一观测点位移随不同滑动面内摩擦角大小的变化规律，可以确定其极限内摩擦角。图 6 给出了观测点的位移随滑动面内摩擦角变化的情况。可见，当节理面内摩擦角大于 30.7° 时，上部滑动体的位移将急剧减小，除了在岩体自重作用下产生的变形以外，上部滑动体的位移不再随节理面内摩擦角的变化而变化。因此，可以认为，该边坡的极限内摩擦角约为 30.7°，即，如果实际边坡节理面的内摩擦角大于 30.7°，则边坡块体是稳定的，如果局部某节理面的内摩擦角小于 30.7°，则该不连续块体将发生滑动。图 7 给出了不同的节理面内摩擦角时边坡的稳定安全系数。

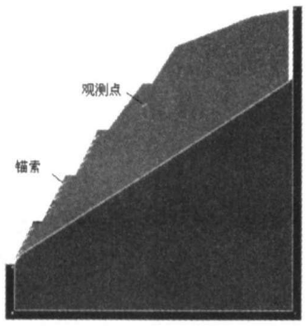


图 5 概化的 DDA 模型

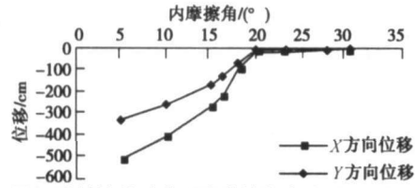


图 6 边坡位移随节理内摩擦角变化（step=200）

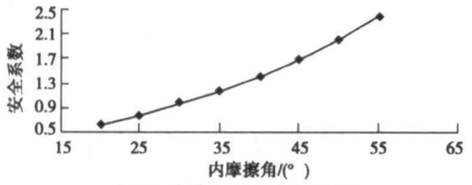


图 7 边坡的稳定安全系数

(2) 连续降雨的影响

在连续降雨的情况下，一方面边坡节理的强度参数将发生变化，另一方面，降雨入渗将导致边坡岩体的含水量升高，甚至出现暂态饱和区，且随着降雨历时的增加，饱和区也逐渐增大，从而节理面上的滑动力增加，使边坡的稳定安全系数降低。由于前者较为复杂，尚缺乏试验资料，因此，这里仅考虑后者的影响，即分析连续降雨 96 h 边坡的稳定情况。

根据拟定的降雨入渗参数，首先通过非稳定饱和—非饱和渗流分析，可以得到降雨 24、48、72 和 96 h 时的边坡渗流场，由此估算滑动面上的荷载和岩体自重的变化。然后将渗流荷载简化为集中作用力施加于滑动块体上，参照前述方法，可分别确定降雨 24、48、72 和 96 h 时，边坡稳定的极限内摩擦角，如表 1 所示。最后可计算边坡的稳定安全系数，表 1 给出了当 $\varphi=45°$ 和 $\varphi=50°$ 时边坡的稳定安全系数。可见，随着降雨历时的增加，边坡的稳定安全系数逐渐减小，且减小的速度也在增加。因此，连续降雨对边坡稳定是极为不利的，应采取工程措施尽可能减少降雨入渗，以减小边坡内的暂态饱和区。

表 1 降雨入渗时边坡稳定的极限内摩擦角和安全系数

降雨历时 /h	极限内摩擦角 (30.7°)	F_s ($\varphi=45°$)	F_s ($\varphi=50°$)
0	30.7	1.418	1.689
24	31.6	1.372	1.636
48	33.0	1.301	1.551
72	34.9	1.217	1.451
96	37.5	1.111	1.324

5 结 论

建立了基于非稳定饱和—非饱和渗流分析的岩体边坡稳定非连续变形分析模型。

研究了某高速公路 K91 段岩体边坡在降雨入渗条件下的稳定性，得到了不同降雨历时边坡稳定的极限内摩擦角，以及边坡稳定安全系数的变化规律，并对该边坡的稳定性进行分析和评价。

结构面的产状和强度参数、降雨入渗特性和降雨历时对岩体边坡的稳定影响极大，建议今后补充室内或现场试验资料，确定结构面的计算参数和降雨入渗参数，较准确地分析降雨入渗对边坡稳定的影响，以及边坡的稳定性。

连续降雨对边坡稳定是极为不利的，建议采取工程措施尽可能减少降雨入渗，以减小边坡内的暂态饱和区，提高边坡的安全性。

参考文献：

[1] 张有天,刘 中. 降雨过程裂隙网络饱和/非饱和, 非恒定渗流分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, **16**(2): 104 - 111.

[2] 胡云进，速宝玉,等. 裂隙岩体非饱和渗流综述[J]. 河海大学学报, 2000, **28**(1): 40 - 45.

[3] 戚国庆, 黄润秋,等.岩质边坡降雨入渗过程的数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2003,**22**(4): 625 - 629.

[4] DYKHUIZEN R C. Transport of solutes through unsaturated fractured media[J]. Water Resource, 1987, 21(12): 1531 - 1539.

[5] 石根华. 数值流形方法与非连续变形分析[M]. 裴觉民译. 北京: 清华大学出版社, 1997.

[6] KOO C Y, CHERN J C. Modification of the DDA Method for rigid block problem[J]. International Journal Rock Mining Science, 1998,**35**(6): 683 - 393.

[7] 沈振中, 倪治斌, 赵 坚. 水工洞室围岩稳定性的非连续变形分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003,**22**(增 1): 2299 - 2303.

[8] 沈振中, 大西有三. 基于非连续变形分析的水库岩体边坡稳定分析方法[J]. 水利学报, 2004(3): 117 - 122.

[9] 沈振中, 姜媛媛, 李金海. 降雨入渗非饱和渗流影响的岩体边坡稳定非连续变形分析[J]. 中国科技论文在线, 2005.

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net