

渐进坍塌型崩岸的力学机制及模拟

张幸农, 陈长英, 假冬冬, 应 强, 张思和

(南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029)

摘要: 针对渐进坍塌型崩岸, 从土力学和河流动力学两方面理论出发, 建立了岸坡稳定的力学模式, 结合室内概化模拟试验和数值计算, 分析了岸坡稳定或破坏的力学机制, 揭示了缓坡出现崩岸的原因。结果表明, 岸坡坡脚未受水流冲刷时, 若坡内渗流出逸坡降小于渗透破坏的临界坡降, 岸坡处于稳定状态, 当坡脚被水流冲刷后, 渗流渗径缩短, 水土结合处坡面出逸坡降增大, 大于临界坡降时则出现渗透破坏, 引起局部小幅度土体崩塌, 其后上部土体失去支撑而陆续产生失稳破坏, 随着时间的延长, 土体崩塌现象逐步向后发展, 最终导致岸坡整体崩塌破坏。

关键词: 渐进坍塌型崩岸; 力学机制; 模拟试验; 数值计算

中图分类号: TV 122

文献标志码: A

文章编号: 1001-6791(2014)02-0246-07

渐进坍塌型崩岸是指主要由土体自重和渗流引起的河道岸坡崩塌破坏, 在长江中下游河段中出现几率很高, 几乎占大规模崩岸的80%左右^[1-2]。一般情况下, 此类崩岸大多出现在退水期或枯水期, 所处河岸多为无黏性土或弱黏性土的高大坡陡, 不仅抗冲性差, 而且土体中易形成渗流。主要特征是岸坡土体呈现渐进式破坏, 在一段时间内间歇性地多次出现土体垂向塌落, 也即破坏土体的垂直位移远大于水平推移, 塌落的土体部分被水流搬运至下游, 部分堆积在坡脚处, 破坏后的岸坡断面形态呈现上陡下缓的折线形态, 下部逐渐形成新的稳定坡度, 上部土体一般仍维持假性稳定状态, 随时可能形成新的崩塌, 最终破坏的土体体积达数十万甚至上百万立方米, 使得岸线平均后退数十米, 或形成长百米、宽数十米体窝塘。

关于河岸崩塌机制与稳定模式的研究, 以及相应的数值模拟计算分析, 始于20世纪80年代, 首先出现在西方发达国家^[3-8], 2002年以来, 中国也有不少研究成果^[9-13]。这些研究大多是针对黏性土河岸, 基于经典的土坡稳定分析方法, 且关注的是岸坡土体的一次性滑动破坏, 不完全适用于渐进坍塌型崩岸的情况。本文针对渐进坍塌型崩岸, 从土力学和河流动力学两方面理论出发, 建立岸坡稳定的力学模式, 并结合室内概化模拟试验和数值计算研究, 分析岸坡稳定或破坏的力学机制, 从而揭示长江中下游许多缓坡出现崩岸的原因。

1 渐进坍塌型崩岸的力学机制及模式

长江中下游许多渐进坍塌型崩岸实例表明, 岸坡崩塌破坏时, 并未受到水流严重冲刷, 因而岸坡形态和渗流是主要影响因素。一般岸坡处于水位变动区, 水位以上为非饱和湿坡或干坡, 水位以下则为浸水坡, 从上至下, 坡内土体的容重从自然容重变为浮容重。如果认为水位上下土体的内摩擦角不变, 则整个坡面土体的稳定性条件相同。但如出现破坏面, 则破坏面上部土体容重大, 滑动力大, 下部土体容重小, 抗滑力也小。显然, 此类坡体的稳定性比干坡或完全水下坡要差, 破坏面随时可能向坡内深入发展, 引起进一步的崩塌破坏现象。

收稿日期: 2013-07-21; 网络出版时间: 2014-02-26

网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/detail/32.1309.P.20140226.1355.011.html>

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50779038)

作者简介: 张幸农(1960—), 男, 上海人, 教授级高级工程师, 博士, 主要从事水力学及河流动力学方面研究。

E-mail: xnzhang@nhri.cn

对于无黏性土或弱黏性土的岸坡, 由于土体中无明显的软弱面, 较难采用经典的圆弧滑动理论进行解释分析, 因而适宜采用不平衡推力传递法^[14-15], 建立力学模式进行岸坡稳定性分析。如图1所示, 假定一坡度为 α 的岸坡, 由无黏性土或弱黏性土组成且垂向分布均匀; 岸坡整体破坏是由多次局部土块倾倒塌落所组成, 每次土块倾倒塌落均为平面滑动破坏, 滑动破坏面与水平面成 β 角。从坡面上任取一次崩塌的土体单元体, 不考虑单元体两侧应力。设单元体的自重为 W_i ; 单元体底部有效粘聚力、内摩擦角和长度分别为 c_i 、 φ_i 、 L_i ; 单元体底部有效法向力为 N_i ; 相邻单元体间作用力分别为 P_{i-1} 和 P_i ; 单元体底部抗剪力为 T_i , T_i 主要取决于单元体自重和渗流力。

考虑单元体底面平行与垂直方向力的平衡, 有

$$N_i - W_i \cos \beta_i - P_{i-1} \sin(\beta_{i-1} - \beta_i) = 0 \quad (1)$$

$$T_i + P_i - W_i \sin \beta_i - P_{i-1} \cos(\beta_{i-1} - \beta_i) = 0 \quad (2)$$

根据莫尔-库伦破坏准则, 有

$$F_s = \frac{c_i L_i + N_i \tan \varphi_i}{T_i} \quad (3)$$

联合上述3式并消去 T_i 和 N_i , 则可得安全系数

$$F_s = \left(\frac{P_{i-1} \psi_i - P_i + W_i \sin \beta_i}{c_i L_i + W_i \cos \beta_i \tan \varphi_i} \right) \quad (4)$$

式中 ψ_i 为传递系数, 按下式确定:

$$\psi_i = \cos(\beta_{i-1} - \beta_i) - \frac{\tan \varphi_i}{F_s} \sin(\beta_{i-1} - \beta_i) \quad (5)$$

上述公式说明, 采用不平衡推力传递法进行岸坡的整体稳定性分析, 安全系数 F_s 由隐式决定, 需要用到迭代试算法求解。首先假定 F_s 的迭代初值, 从坡顶第一条土体开始, 已知第0个单元体的条间力, 由式(4)可以求得第一个土条的 P_i , 并以此作为第二个土条的 P_{i-1} , 以此逐条向下递推进行试算, 推求出坡脚处(即最后一个单元体)的条间力 P_i , 如 F_s 满足力的平衡条件, 则坡脚土条的 $P_i=0$, 否则调整 F_s , 再递推求解, 反复进行上述计算, 直到坡脚土条的 $P_i=0$, 此时的 F_s 即为坡体的安全系数, 据此可判别坡体是处于稳定状态或是出现失稳。

对于岸坡渗流破坏的临界条件, 可根据坡面表层单位土体的稳定性分析而得出, 如果不考虑水流冲刷作用和坡体变形, 坡体浸润面下层土体单元的受力见图2, 可得出如下极限平衡方程式:

$$\gamma' \sin \alpha + \gamma_w J_{cr} \cos(\alpha - \theta) = [\gamma' \cos \alpha - \gamma_w J_{cr} \sin(\alpha - \theta)] \tan \varphi \quad (6)$$

式中 J_{cr} 为临界水力坡降; γ' 为土体浮容重; γ_w 为水的容重; α 为坡角; φ 为土体的内摩擦角; θ 为渗流流线与水平线之间的夹角。

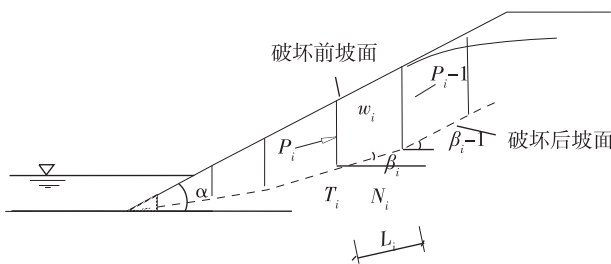


图1 岸坡土体崩塌破坏力学模式

Fig. 1 Mechanical model of the slope collapse

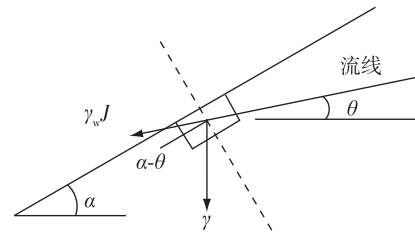


图2 浸润面下坡体表层土体单元受力分析

Fig. 2 Stress analysis of the surface soil unit under seepage line

在岸坡坡面渗流逸出处, 浸润线与坡体相切, 即流线平行于坡体, 由此可以得到渗透破坏临界坡降:

$$J_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cos \beta (\tan \varphi - \tan \alpha) \quad (7)$$

2 概化模拟试验和数值计算研究

概化模拟试验在长 60 m, 宽 12 m, 高 1.2 m 的循环水槽中进行, 水槽中央设置长 20 m, 高 1.2~1.6 m, 顶宽 2.5~5 m 的试验坡体。其横断面布置如图 3 所示, 前部水槽中为明渠水流, 后部设渗流井, 坡体前后水位差形成坡内渗流。试验坡体材料选用长江下游崩岸河段原体砂土, 经测试, 为粒径 0.08~0.35 mm 的均匀细砂, 物理力学特性指标见表 1。

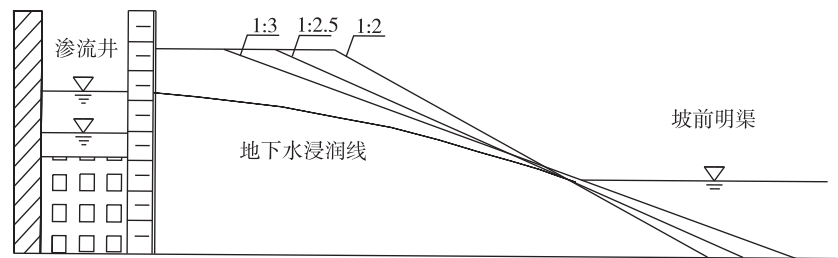


图 3 概化模拟试验坡体断面
Fig. 3 Section of generalized test slope

针对不同坡体坡度、坡体前后水位差和坡前水流流速等多种情况, 进行对比试验, 其中坡体坡度分别为

表 1 试验坡体土体性质指标
Table 1 Soil properties index of the test slope

指标类别	参数	符号	单位	数值
物理性质	含水量	ω	%	29.3
	孔隙比	e		0.78
	饱和密度	ρ_{sat}	g/cm^3	1.93
	干密度	ρ_d	g/cm^3	1.50
	湿密度	ρ	g/cm^3	1.68
力学性质	凝聚力(排水剪)	C_d	kPa	53.9
	内摩擦角(排水剪)	φ_d	($^\circ$)	31.1
	渗透系数	k	$10^{-4}\text{m}/\text{s}$	4.06
	压缩系数	a_v	MPa^{-1}	0.07
	压缩模量	E_s	MPa	24.0

1:2、1:2.5 和 1:3 共 3 种情况; 坡体前后水位差分别为 20 cm、40 cm、60 cm 和 80 cm 共 4 种情况; 坡面前水流流速分别为 0.5 m/s 和 0.8 m/s 共 2 种情况。试验观测内容包括坡前水流和坡内渗流特征、土体力学参数(孔隙水压力、土体位移和土压力)及坡体破坏地形等。

数值计算与概化模拟试验基本对应, 但仅针对各组试验坡体坡脚未被水流冲失情况, 进行坡内渗流计算和坡体稳定性计算分析, 目的是证明坡脚是否冲失对坡体稳定的影响。其中渗流计算采用通用岩土工程计算分析软件 GEO-SLOPE 系列软件中的二维渗流有限元分析程序 SEEP/W; 坡体稳定性分析采用两种方法进行对比, 包括前述的不平衡推力传递法和常规的 Morgenstern-Price 方法。

3 主要研究结果及分析

3.1 坡体破坏现象

由泥沙运动理论试验中坡面前水流流速为 0.5~0.8 m/s, 已超过土体颗粒起动流速, 坡脚受冲而流失是必然的, 但有一个时间过程, 取决于流速大小和顶冲坡面的角度。试验观察表明, 大多组次试验中, 当坡脚未冲失仅渗流作用时, 若坡面渗流出逸坡降小于临界坡降, 坡体并没有出现崩塌破坏, 时间加长也仅是出现坡面局部弥散现象, 见图 4(a); 当坡脚冲失, 其上部水上部分的土体在自重作用下出现裂隙, 见图 4(b), 裂隙增大到一定程度后, 与坡体分离的土块在自重和渗流的共同作用下出现倾倒或塌落, 塌落土块体积大小不一, 并且逐渐向上发展, 持续一段时间后, 水下部分坡体逐步形成新的稳定缓坡, 水上部分土块塌落数量和体积也随时间逐步减小, 直至不再出现大量土块塌落破坏; 最终坡体形成折线状的两部分, 一部分是塌落至坡体下部甚至水中的破坏土体, 另一部分是未破坏仍然维持原状的坡体部分, 见图 4(c), 两部分交界面即为坡体破坏面 β 。据观测结果, 破坏面坡度很陡, β 值基本在 $60^\circ\sim 80^\circ$ 之间, 说明未崩塌的部分也只是维持假性的稳定状态, 当遇到其他动力因素的影响下, 随时就会出现新的崩塌破坏现象。

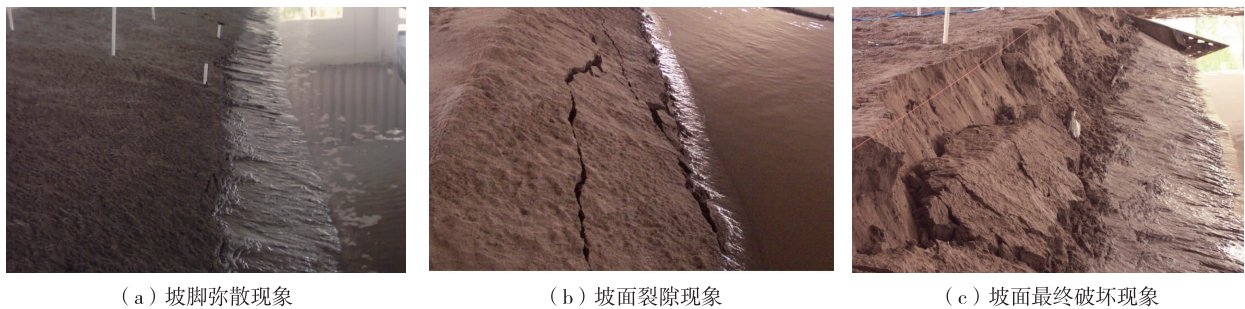


图 4 试验坡体崩塌破坏现象

Fig. 4 Collapse phenomenon of generalized test slope

3.2 坡内渗流特征

由渗流理论, 当试验坡体内形成稳定渗流后, 渗流坡降大小及分布等渗流特征主要取决于坡体前后的水位差及坡体的尺度、形态及土质组成。同时, 根据试验坡体尺度、土体性质指标以及试验观测的滑动破坏面与水平面夹角(取多组试验平均值), 按式(7)可计算出坡面产生破坏的临界渗透坡降, 对应于坡度分别1:2、1:2.5和1:3的坡体, 临界坡降分别为 $J_{cr} = 0.088$ 、 $J_{cr} = 0.179$ 和 $J_{cr} = 0.243$ 。

表 2 为各试验坡体内稳定渗流的计算结果, 表 3 为坡度 1:2坡体各组试验渗流特征的测量结果。试验坡体内渗透坡降沿断面方向并不均匀, 其原因很复杂, 主要是坡体土质组成, 具体表现是坡体前部大、后部小, 渗出段局部渗透坡降较大, 坡面处的出逸坡降最大, 基本是平均渗透坡降的 2 倍, 且坡体前后水位差越大不均匀现象越明显。

表 2 试验坡体内渗流特征值(数值计算)

Table 2 Seepage eigenvalue of the test slope(numerical calculation)

试验组次	坡体坡度	坡体前后水位差 $\Delta h/\text{cm}$	平均坡降	出逸坡降	出逸流速/ $(10^{-5}\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
1-1	1:2	80	0.155	0.334	22.40
1-2		60	0.124	0.239	16.90
1-3		40	0.087	0.164	11.00
1-4		20	0.038	0.081	5.50
2-1	1:2.5	80	0.139	0.290	19.90
2-2		60	0.113	0.215	15.10
2-3		40	0.075	0.143	10.00
2-4		20	0.036	0.069	4.79
3-1	1:3	80	0.124	0.264	20.10
3-2		60	0.105	0.196	15.10
3-3		40	0.069	0.130	9.93
3-4		20	0.033	0.064	4.90

表 3 试验坡体横断面区间渗透坡降(概化试验)

Table 3 Seepage gradient in cross-sectional interval of the test slope(simulation test)

试验组次	坡体坡度	坡体前后水位差 $\Delta h/\text{cm}$	横断面区间(距坡脚距离) 渗透坡降			
			0~1 m	1~2 m	2~3 m	3~4 m
1-1	1:2	80	0.263	0.212	0.148	0.088
1-2		60	0.193	0.156	0.106	0.071
1-3		40	0.144	0.096	0.074	0.050
1-4		20	0.065	0.049	0.039	0.035

注: 表内数据取自试验段中部 4 m 区间。

显然，当坡面出逸坡降大于临界坡降时，即会产生渗流破坏。比较表 2 或表 3 中各组次试验坡体的渗流出逸坡降和临界坡降，对于坡度 1:2 的坡体，水位差 $\Delta h = 20\text{ cm}$ 时出逸坡降为 0.081，已接近临界坡降，说明已处于破坏的临界状态，其余水位差更大的试验组次，出逸坡降远大于临界坡降，出现渗流破坏是必然的；对于坡度 1:2.5 的坡体，水位差 $\Delta h = 40\text{ cm}$ 时出逸坡降尚小于临界坡降，水位差 $\Delta h = 60\text{ cm}$ 时出逸坡降则已大于临界坡降；对于坡度 1:3 的坡体，只有水位差 $\Delta h = 80\text{ cm}$ 时出逸坡降大于临界坡降，其余水位差更小的试验组次，出逸坡降小于临界坡降，则不会出现渗流破坏。

3.3 坡体稳定性

针对各组试验坡体，分别按不平衡推力传递法和常规 Morgenstern-Price 法，进行稳定性计算分析，各组试验坡体安全系数计算结果见表 4。由表 4 可见，两种计算方法结果相近，其中不平衡推力传递法计算结果略偏于安全。结果说明，试验坡体坡度越陡安全系数越小，稳定越差；对于同一坡度坡体，坡体前后水位差越大坡体稳定安全系数越小。对于坡度 1:2、水位差 $\Delta h > 20\text{ cm}$ 的坡体，安全系数均小于 1，说明都处于不稳定状态，即坡脚未冲失仅渗流作用下，坡体也会出现崩塌破坏；对于坡度 1:2.5、水位差 $\Delta h > 40\text{ cm}$ 的坡体和坡度 1:3、水位差 $\Delta h > 80\text{ cm}$ 的坡体，安全系数接近于 1，说明坡体处于失稳破坏的临界状态；对于坡度 1:3、水位差 $\Delta h < 40\text{ cm}$ 的坡体，安全系数大于 1.2，应处于基本稳定状态。

然而，表 4 计算结果只对应于试验坡体坡脚未被水流冲失的情况，事实上，各组试验坡体最终都产生了破坏。以 2-3 组试验为例，初始渗流出逸坡降为 0.143，小于其临界坡降 0.179，坡体应不会发生破坏，但当受流速 0.5 m/s 的坡前水流冲刷约 20 min 后，坡脚流失，坡面后退，渗流逸出处坡降越来越大，当坡脚后退 0.30 m 时，出逸坡降增大到 0.152，此时坡体仍未发生渗透破坏，而当坡体后退 0.60 m 时，出逸坡降达到 0.289，远大于其临界坡降，坡体即出现明显的崩塌破坏。出现该现象起因就是由于坡脚被冲失，其上部土体失去支撑而坍塌，导致坡面后退，渗流出逸点后缩，渗流渗径缩短，出逸坡降随之增大，引起进一步的渗透破坏和土体坍塌，如此逐渐使得整个坡体出现失稳破坏。因而，坡脚冲失后，坡体崩塌的主要动力条件是土体自重和渗流，此时坡前水流则成为次要因素。

表 4 试验坡体安全系数计算结果				
Table 4 Smallest safety coefficient of the test slope				
试验组次	坡体坡度	坡体前后水位差 $\Delta h/\text{cm}$	坡体安全系数 F_s	
			不平衡推力法	M-P 法
1-1	1:2	80	0.863	0.842
1-2		60	0.870	0.852
1-3		40	0.898	0.862
1-4		20	0.942	0.908
2-1	1:2.5	80	0.898	0.896
2-2		60	1.003	0.983
2-3		40	1.093	1.069
2-4		20	1.142	1.101
3-1	1:3	80	1.063	1.054
3-2		60	1.157	1.150
3-3		40	1.281	1.276
3-4		20	1.333	1.332

据此，则可解释长江中下游河段许多坡度很缓的岸坡为何同样发生大规模崩岸现象，原因就是当岸坡坡脚或被水流冲失，或被人为挖除，水土结合处的局部渗透破坏，就会引起小幅度的土体崩塌破坏，造成局部坡度变陡和渗流坡降的不断增大，土体崩塌现象逐步向后发展，最终形成渐进坍塌型崩岸。崩塌后的岸坡呈现下缓上陡的坡面形态，当纵向河岸土体组成相似时，就形成与岸线平行的长距离条带状崩塌，即通常所述的条崩；当沿线河岸土体组成不同时，且崩段上下游河岸稳定性较好，崩塌不能沿岸连续形成，只能向河岸内侧纵深方向发展，逐步形成半园型或马蹄型崩塌，即通常所述的窝崩。因此，出现渐进坍塌型崩岸，坡脚冲失是前提条件，或是诱因，其形成过程和规模大小主要取决于岸坡形态、土质条件以及由河道水位降落或降雨引起的坡内渗流。

4 结 论

(1) 长江中下游河段出现渐进坍塌型崩岸的岸坡，多由无黏性土或弱黏性土组成，岸坡崩塌破坏时，并未受到水流严重冲刷，因而岸坡形态和渗流是主要影响因素。

(2) 无黏性土或弱黏性土岸坡形成的渐进坍塌型崩岸,适宜采用不平衡推力传递法,建立力学模式,进行岸坡稳定性分析。而岸坡渗流破坏的临界条件,可根据坡面表层单位土体的稳定性分析确定。

(3) 概化试验结果表明,岸坡内渗流坡降大小及分布等渗流特征主要取决于坡体前后的水位差及坡体的尺度、形态及土质组成,受土质组成影响,渗透坡降沿断面方向呈现不均匀现象。岸坡仅受渗流作用时,若坡面渗流出逸坡降小于临界坡降,不会出现崩塌破坏;若坡脚冲失,其上部水上部分土体先出现裂隙后出现倾倒或塌落,坡内渗流渗径缩短,出逸坡降增大,引起进一步的渗透破坏和土体坍塌,逐渐向上发展使得整个坡体出现失稳破坏。因而,坡脚冲失后,坡体崩塌的主要动力条件是土体自重和渗流,坡前水流则成为次要因素。

(4) 长江中下游河段许多缓坡发生大规模崩岸现象,原因就是当岸坡坡脚或被水流冲失,或被人为挖除,水土结合处的局部渗透破坏,引起土体崩塌现象逐步向后发展,形成渐进坍塌型崩岸。因此,坡脚冲失是前提条件,或是诱因,其形成过程和规模大小主要取决于岸坡形态、土质条件以及由河道水位降落或降雨引起的坡内渗流。

参考文献:

- [1] 张幸农,蒋传丰,陈长英,等.江河崩岸的类型与特征[J].水利水电科技进展,2008,28(5):66-70. (ZHANG Xingnong, JIANG Chuanfeng, CHEN Changying, et al. Types and features of riverbank collapse[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2008,28(5):66-70. (in Chinese))
- [2] 黎礼刚.长江中下游干流河道崩岸统计及存在的问题[J].水利水电快报,2007,28(2):11-12. (LI Ligang. Statistics and existing problems of bank collapses in the middle and lower Yangtze River[J]. Express Water Resources & Hydropower Information, 2007, 28(2):11-12. (in Chinese))
- [3] OSMAN A M, THORNE C R. Riverbank stability analysis: I: Theory[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1988, 114(2): 134-150.
- [4] OSMAN A M, THORNE C R. Riverbank stability analysis: II: Applications[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1988, 114(2): 151-172.
- [5] HEMPHILL R W, BRAMLEY M E. Protection of river and canal banks [M]. London: Butterworth, 1989.
- [6] ASCE Task Committee on Hydraulic, Bank Mechanics, and Modeling of Riverbank Width Adjustment. River width adjustment: I: Process and mechanisms [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998, 124(9):881-902.
- [7] ASCE Task Committee on Hydraulic, Bank Mechanics, and Modeling of Riverbank Width Adjustment. River width adjustment: II: Modeling [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998, 124(9):903-918.
- [8] LANGENDOEN E J, SIMON A. Modeling the evolution of incised streams: II: Streambank erosion[J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 2008, 134(7): 905-915.
- [9] 黄本胜,白玉川,万艳春.河岸崩塌机理的理论模式及其计算[J].水利学报,2002(9):49-54. (HUANG Bensheng, BAI Yuchuan, WAN Yanchun. Model for dilapidation mechanism of riverbank[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2002(9):49-54. (in Chinese))
- [10] 段金曦,段文忠,朱矩蓉.河岸崩塌与稳定分析[J].武汉大学学报:工学版,2004,37(6):17-21. (DUAN Jinxi, DUAN Wenzhong, ZHU Jurong. Analysis of river bank sloughing and stability[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2004, 37(6):17-21. (in Chinese))
- [11] 万艳春,刘月琴.粘性河岸稳定性计算模型对比[J].华南理工大学学报:自然科学版,2004,32(1):70-74. (WAN Yanchun, LIU Yueqin. Comparison of calculating models of cohesive riverbank stability[J]. Journal of South China University of Technology: Natural Science Edition, 2004, 32(1):70-74. (in Chinese))
- [12] 余明辉,申康,吴松柏,等.水力冲刷过程中塌岸淤床交互影响试验[J].水科学进展,2013,24(5):675-682. (YU Minghui, SHEN Kang, WU Songbai, et al. An experimental study of interaction between bank collapse and river bed evolution [J]. Advances in Water Science, 2013, 24(5): 675-682. (in Chinese))
- [13] 夏军强,宗全利,许全喜,等.下荆江二元结构河岸土体特性及崩岸机理[J].水科学进展,2013,24(6):810-820. (XIA Jun-qiang, ZONG Quanli, XU Quanxi, et al. Soil properties and erosion mechanisms of composite riverbanks in Lower Jingjiang Reach

- [J]. *Advances in Water Science*, 2013, 24(6): 810-820. (in Chinese))
- [14] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析: 原理、方法、程序 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003. (CHEN Zuyu. The theory, method and program of stability analysis for soil slope [M]. Beijing: China Water Power Press, 2003. (in Chinese))
- [15] 张鲁渝, 郑颖人, 时卫民. 边坡稳定分析中关于不平衡推力法的讨论 [J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(1): 177-182. (ZHANG Luyu, ZHENG Yingren, SHI Weimin. On slope stability analysis by imbalance thrust force method [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(1): 177-182. (in Chinese))

Mechanisms of gradual riverbank collapses and simulation study *

ZHANG Xingnong, CHEN Changying, JIA Dongdong, YING Qiang, ZHANG Sihe

(*Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China*)

Abstract: In view of the gradual riverbank collapse, a hydrodynamic model for assessing riverbank stability is established on the base of soil mechanics and river dynamics theory. Combined with generalized model tests and numerical calculation, the mechanism of riverbank stability is analyzed, and the failure reason for slight slopes is explained. Results show that the slope should be stable when the seepage exit gradient on the slope surface is less than the critical gradient of infiltration failure. After the toe of the slope was washed away by current, partial infiltration failures on the slope begin to appear and will develop with the increase of the seepage exit gradient due to the shortening in seepage path length. The back soil mass will fail successively due to lack of support. The gradual soil mass failure will develop backward with time leading to the collapse and destruction of the entire slope eventually.

Key words: gradual riverbank collapse; mechanism; model test; numerical calculation

* The study is financially supported by the National Natural Science Foundation of China (No. 50779038).