

水库蓄水水土质岸坡拉剪断裂破坏机制研究*

周云涛, 唐红梅, 陈洪凯

(重庆交通大学 岩土工程研究所, 重庆 400074)

摘要:基于土体结构特征从土体宏微观变化、岸坡变形、掏空等方面解释了水库蓄水期间土体浸泡软化机制。采用断裂力学方法推导求证了土质岸坡浸泡软化拉剪断裂破坏机制,并将土质岸坡浸泡软化拉剪断裂破坏进一步分为基座软化拉剪破坏模式和基座掏空拉剪破坏模式,给出了两种破坏模式的地貌演绎过程。通过建立两种破坏模式的物理模型和力学模型,从断裂力学角度推导出了潜在坍塌体裂缝尖端应力强度因子表达式。算例分析表明,土质岸坡破坏表现为显著的浸泡拉剪断裂破坏模式,并讨论了潜在坍塌体长度、高度、裂缝角度以及裂缝垂直长度对应力强度因子的影响。土体断裂韧度较小,导致岸坡坍塌体规模不大,土质岸坡的浸泡软化整体滑移破坏往往是滞后的,通常岸坡先局部软化,基座变形后发生塌岸破坏,后续上覆岸坡失去支撑发生整体式滑移。

关键词:浸泡软化机制;拉剪断裂破坏机制;断裂力学;土质岸坡;三峡库区

中图分类号:P694;O346.1;P931.1

文献标志码:A

文章编号:1672-6693(2015)05-0048-07

三峡水库自2003年蓄水以来,经过8年的试验蓄水期稳定至175 m水位,至今三峡水库营运期水位一年一度145 m与175 m间调度运行,变幅30 m,根据国际大坝委员会统计资料显示,大型及特大型水利工程水库岸坡运行期需要约20年才能趋于稳定,三峡水库自2003年蓄水运行迄今,库岸地质灾害日益严重,如2003年5月诱发千将坪滑坡,2008年11月发生凉水井滑坡,2008年11月巫峡龚家方岸坡破坏,2009年10月发生神女溪青石滑坡,严重威胁着长江航运及库岸城市基础设施安全,三峡水库岸坡地质灾害防灾减灾工作任重道远。类土质岸坡占三峡水库岸线长度的50%左右,对其在水库运行期间的破坏机制以及岸坡演化机制进行深入研究,支撑三峡水库岸坡重大地质灾害的预警和防控,是三峡库区岸坡防灾减灾的迫切需求。

水库蓄水期间岸坡受水体浸润,岸坡土体应力-应变特性、强度以及应力状态将发生变化,变化过程较为复杂,一些学者对此进行了一定研究,如James W. Schwab等^[1]认为Hhyex滑坡突发性破坏的诱发因素是岸坡冲刷导致坡体后退;Riemer^[2]分析得出浸软作用、孔隙水压力改变引起的有效应力变化、渗流作用、外部侵蚀(波浪作用)以及内部侵蚀(管涌、淋溶)4个因素是引起土质岸坡发生变形的主要原因;Saurer等^[3]认为水库蓄水浸润作用是一个复杂的水力学过程;Chen Xiaoping等^[4]基于离心模型试验研究发现,库水位上升降低了岸坡坡脚的抗滑模型试力,并在坡脚产生裂缝,水位下降产生动水压力,降低岸坡的稳定性。以上内容揭示了岸坡岩土体受水体浸润、变形以及塌岸过程,对于深入认识岸坡蓄水浸泡软化机理具有借鉴意义。同时,在断裂破坏模式方面很多学者都做了相应的研究,如C. Scavia^[5]通过最大周向理论模拟了带有节理边坡裂纹的I型、II型扩展问题;M. Cai等^[6]结合有限元、断裂力学、网格划分技术的数值模拟方法模拟了带有张拉裂缝的垂直切坡,根据应变能失效准则判定裂缝在某一能量下不断扩展,同时得出了裂纹尖端附近的奇异场;Chih-Hao Chen等^[7]论述了边坡问稳定性分析的断裂力学方法,模拟了压剪条件下边坡内裂纹扩展过程。岸坡断裂模式仍停滞在数值模拟阶段,难以进行有效的岸坡工程设计分析。

笔者基于上述研究成果,以水库蓄水期间的土质岸坡为研究对象,对其浸泡软化拉剪断裂破坏机制进行研究。通过土体结构特征分析,从土体宏微观变化以及岸坡变形或掏空等方面探讨土体蓄水浸泡软化机制,进一步提出土质岸坡拉剪断裂破坏模式,并通过实例分析及讨论,揭示岸坡水库蓄水期间浸泡软化变化规律,研究成

* 收稿日期:2014-11-20 修回日期:2015-03-18 网络出版时间:2015-06-08 12:29

资助项目:国家自然科学基金(No. 51378521);重庆市自然科学基金重点项目(No. cstc2013jjB005)

作者简介:周云涛,男,研究方向为岩土工程地质减灾及控制技术,E-mail:zhouyuntao_13@sina.com;通信作者:唐红梅,教授,E-mail:hmtang6778@sina.com

网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/detail/50.1165.n.20150608.1229.006.html>

果对于三峡库区蓄水期间土质岸坡变形机理研究具有指导意义。

1 蓄水作用土质岸坡拉剪破坏模式分析

1.1 土岸坡土体软化特性分析

大量研究成果表明^[8-12],土质或岩质岸坡浸泡软化机制受多因素影响,其软化机制相当复杂。按岩土介质变化特性可将软化因素概化为物理和化学作用;按岸坡变形机理可将软化因素分为材料力学效应、水力学效应以及水力机械作用。库水位抬升浸泡条件下,土体处于饱和或非饱和状态,强度会有大幅度的降低,如黄土饱水后的粘聚力只有干燥状态下的 20%~50%,一般粘性土饱和粘聚力只有非饱和的 40%~60%;硬岩的饱和抗压强度约为干抗压强度的 60%~80%,软质岩体只有 10%~50%^[13]。浸泡条件下水体进入土体孔隙内,一方面土体有效应力降低,支撑结构强度减弱;另一方面水对土体颗粒具有润滑作用,削弱颗粒之间的联结强度,并促使土颗粒发生滑动、滚动以及重新排列。同时,水体的进入导致土体颗粒间的粘结面积减少,润滑作用显著。因此,浸泡条件下土颗粒间粘结强度降低是土体软化的主要原因。

土体受到浸泡后,其物理力学特性发生复杂的变化。土颗粒间存在大量孔隙,水化学溶液长期在孔隙中土颗粒表层矿物或晶体发生化学作用,使矿物分解并生成一些新的矿物,易溶矿物随水流失,而难溶矿物或结晶矿物则残留原地,使土颗粒间的孔隙增大,土体因此变得松散;某些新生矿物具有高度的分散性,这种作用逐渐降低了土体的强度,减弱了土体抵抗破坏的能力^[14]。

土颗粒间初始时以点接触,浸水后由于土颗粒表层发生化学作用部分被带走或结晶,表层强度降低而发生变形,孔隙度增大,颗粒之间的关系由点接触变为面接触。这种接触关系的变化实际是土颗粒间的摩擦运动(滚动、界面滑动)、重新排列、颗粒破碎,进而发生变形的过程。浸水润滑作用导致颗粒表层阻力降低,当外力作用下大于颗粒间的阻力时颗粒发生相互错动,一旦错动开始,惯性作用将促使颗粒发生滚动;发生滚动的颗粒总会趋向于应力集中部位,即剪切面或剪切带,剪切面或剪切带的形成为颗粒滑动提供了动力基础,因此,称为界面滑动。随着剪切变形的发展,颗粒间将不断产生滑动和转动,即颗粒的重新排列。这种排列不断朝着新的结构状态转化,重新排列的结果必然会强化其承载结构^[15]。受浸泡软化的土体在上覆重力的作用下发生变形,库水渗透浸润过程是缓慢的,岸坡坡脚土体浸水作用明显,软化程度较高,坡脚向内软化程度依次降低,因此将在浸泡软化区域形成不均匀沉降。不均匀沉降的存在将直接导致边坡坡面类土质土体裂缝的形成,并呈现出边缘带裂缝多、宽、深,而中部以及后部岸坡裂缝少、窄、浅的现象,如图 1 所示。随着坡脚浸润软化强度增加,边缘裂缝扩宽加深,当裂缝面的强度无法支撑土体自重时将发生突发性塌岸或整体式滑移。

当库水位上升水流过大时,受浸泡软化的土体将被流水带走,形成掏空部位,掏空部位库水继续进入浸润土体形成空腔。空腔上覆土体因卸荷作用产生大量裂缝(图 2),当裂缝扩展到一定程度上覆土体失去支撑将发生崩塌性破坏。

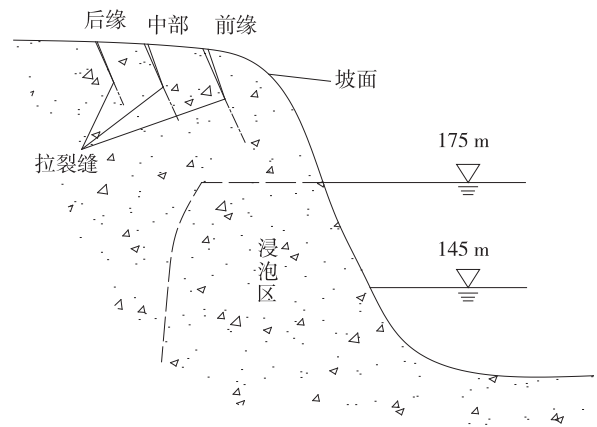


图 1 土体软化岸坡坡面裂缝形成示意图

Fig. 1 Crack formation sketch map at surface of bank slope caused by soil soften

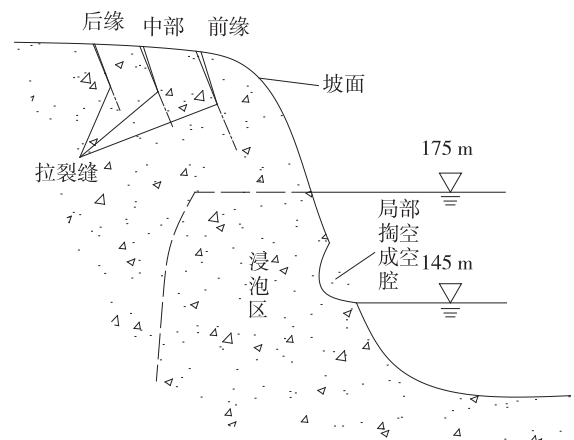


图 2 土体软化局部掏空岸坡坡面裂缝形成示意图

Fig. 2 Crack formation sketch map at surface of bank slope caused by soil soften with part emptying

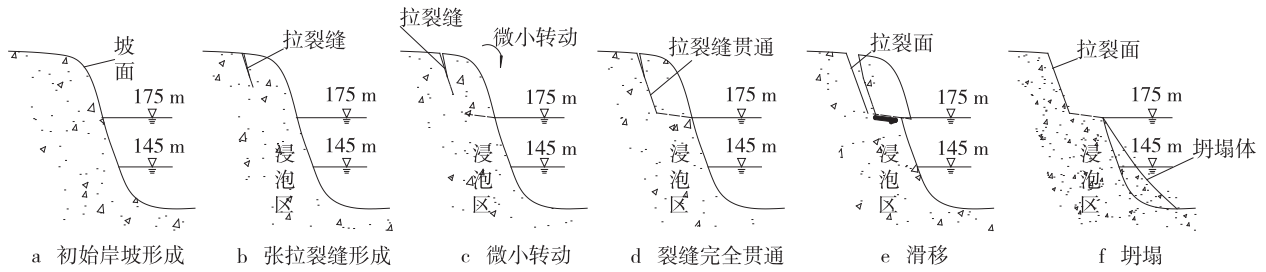


图 3 土质岸坡基座软化拉剪破坏模式

Fig. 3 Tensile and shear failure model caused by soil soften of foundation bed for soil bank slope

1.2 基座软化拉剪破坏模式

基座即浸泡软化区,上覆为含有拉裂缝的土体。基座软化拉剪破坏模式如图 3 所示。岸坡形成后,库水位抬升,岸坡坡脚部分受浸泡软化,重力作用下软化基座变形致使岸坡坡面拉裂缝形成。裂缝发展过程如图 4 所示,浸泡区按浸泡程度依次 1→2→3→... 向内延伸。对应地,基座顶部的土体出现一系列平行于岸坡的拉张裂缝,依次①→②→③→... 向岸坡后缘延伸。基座软化变形,裂缝由拉应力状态转化为拉剪状态,导致裂缝不断贯通,并伴随着上覆土体的转动(图 3c)。土体裂缝进一步贯通至基座(图 3d),基座无法支撑上覆土体,形成滑移面(图 3e),最终上覆土体发生坍塌滑入水中(图 3f)。

1.3 基座掏空拉剪破坏模式

基座掏空拉剪破坏模式如图 5 所示。基座掏空拉剪破坏模式与基座软化拉剪破坏模式相似,只是前者基座被掏空导致上覆土体裂缝形成贯通,最终导致岸坡坍塌破坏,而后者是基座变形量较大引起岸坡坍塌破坏。最大的不同在于裂缝贯通的速度,基座软化模式裂缝贯通是由基座变形逐步发展的,是一个缓慢的过程。基座掏空模式是基座空腔不断加深到一定程度,发生突发性坍塌。两者在断裂力学机理上没有本质区别。

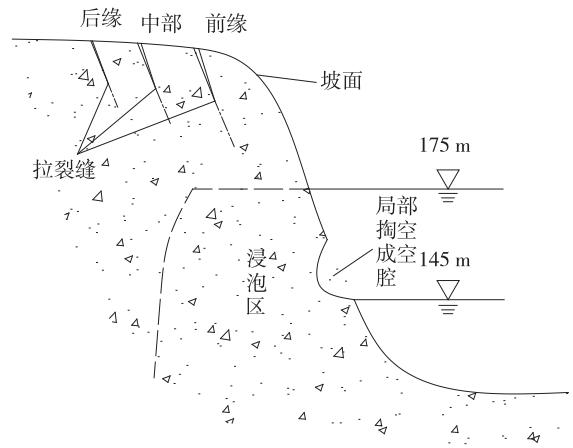


图 4 土质岸坡基座软化上覆土体裂缝发展过程

Fig. 4 Development process of overlying soil crack caused by soil soften of foundation bed for soil bank slope

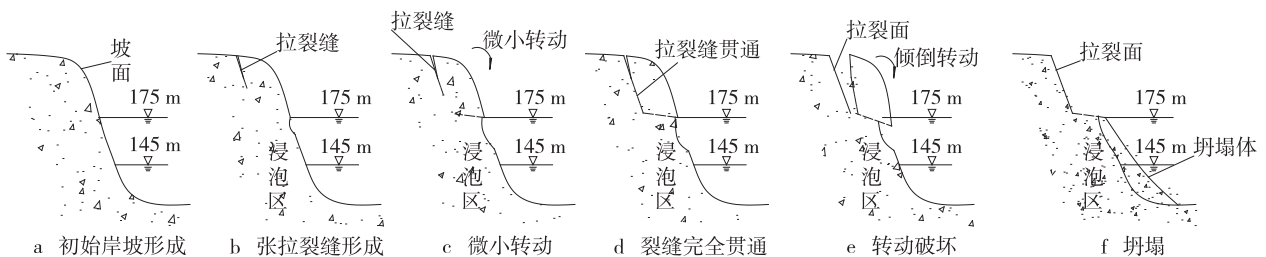


图 5 土质岸坡基座掏空拉剪破坏模式

Fig. 5 Tensile and shear failure model caused by soil soften of foundation bed with emptying for soil bank slope

2 土质岸坡拉剪断裂力学计算方法

2.1 潜在坍塌体物理模型及力学模型

前文提到,基座软化拉剪破坏模式与基座软化拉剪破坏模式在断裂力学机理上没有本质区别,因此,取图 4 中类土质土体为研究对象,其物理模型和力学模型如图 6 所示。将岸坡潜在坍塌体的破坏考虑为裂缝的贯通(断裂扩展)。潜在坍塌体平均高度为 H ; L 为潜在坍塌体平均宽度; O 坍塌体裂缝尖端; A 为坍塌体重心; e 为裂缝垂直深度; β 为裂缝平均倾角; W 为单位长度坍塌体重量; P_L 为单位长度坍塌体受到的水平地震力; P_V 为单

长度坍塌体受到的竖向地震力; u 为裂缝面内的裂隙水压力; a 和 b 分别为潜在坍塌体重心和裂缝尖端之间的垂直距离和水平距离。

2.2 潜在坍塌体荷载计算

将潜在坍塌体实际受荷模式(图 6 右)平移到裂缝尖端(图 7),并将 W 、 P_L 、 P_V 沿裂缝面方向分解,分别得到平行于裂缝面的切向力 T 和垂直于裂缝面的法向力 N 为

$$T = P_L \cos \beta + (W + P_V) \sin \beta, \quad (1)$$

$$N = P_L \sin \beta - (W + P_V) \cos \beta. \quad (2)$$

当 O 点的位置低于重心 A 点时,裂缝面尖端的弯矩为

$$M = (W + P_V)b + P_L a. \quad (3)$$

当 O 点的位置高于重心 A 点时,裂缝面尖端的弯矩为

$$M = (W + P_V)b - P_L a. \quad (4)$$

2.3 断裂强度因子计算方法

如图 7 所示,坍塌体的破坏是裂缝在荷载组合下的断裂扩展问题,是作用在裂缝面 W 、 P_L 、 P_V 和 u 综合作用的宏观表象。因此,坍塌体的破坏可考虑为断裂模型(图 8)的求解过程。假定 T 和 N 沿裂缝面均匀分布,则图 9 所示的断裂模式可分解为仅由 σ 、 M 、 τ 和 u 作用的 4 种情况,因此,裂缝面的断裂为 I、II 复合型断裂,断裂模式可分解为受拉 I 型、受弯产生的 I 型以及受剪 II 型断裂。对于情况 a,断裂强度因子为^[16]

$$K_{11} = 1.12\sigma\sqrt{\pi a_0}; \quad (5)$$

对于情况 b,断裂强度因子为

$$K_{12} = F(R)\sigma_{\max}\sqrt{\pi a_0}; \quad (6)$$

对于情况 c,断裂强度因子为

$$K_2 = 1.12\tau\sqrt{\pi a_0}; \quad (7)$$

对于情况 d,断裂强度因子为

$$K_{13} = 5.51\bar{u}\sqrt{\pi a_0}. \quad (8)$$

遵循应力强度因子可叠加性原则,裂缝面尖端的断裂强度因子为

$$K_I = K_{11} + K_{12} + K_{13}, \quad (9)$$

$$K_{II} = K_2, \quad (10)$$

$$K_e = K_I + K_{II}. \quad (11)$$

而坍塌体开裂解体的充要条件即断裂判据为

$$K_e \geq K_{IC} + K_{IIc}. \quad (12)$$

以上式中物理意义为: K_e 为联合应力强度因子($\text{KPa} \cdot \sqrt{m}$); K_I 为 I 型应力强度因子($\text{KPa} \cdot \sqrt{m}$); K_{II} 为 II 型应力强度因子($\text{KPa} \cdot \sqrt{m}$); M 为裂缝面尖端弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$); T 为裂缝面尖端剪力(kN); N 为裂缝面尖端拉力(kN); σ 为裂纹尖端重力形成的正应力(kPa), $\sigma = N \sin \beta / H$; σ_{\max} 为裂纹尖端弯矩形成的最大正应力(kPa), $\sigma_{\max} = 6M / H^2$; $F(R) = 1.122 - 1.40R + 7.33R^2 - 13.08R^3 + 14.00R^4$, $R = e / H$; \bar{u} 为平均裂隙水压力, $\bar{u} = \gamma_w e_1 / 2$; e_1 为裂隙面内充水高度; τ 为裂纹尖端剪应力(kPa), $\tau = T \sin \beta / H$; a_0 为裂纹初始长度(m), $a_0 = e / \sin \beta$ 。

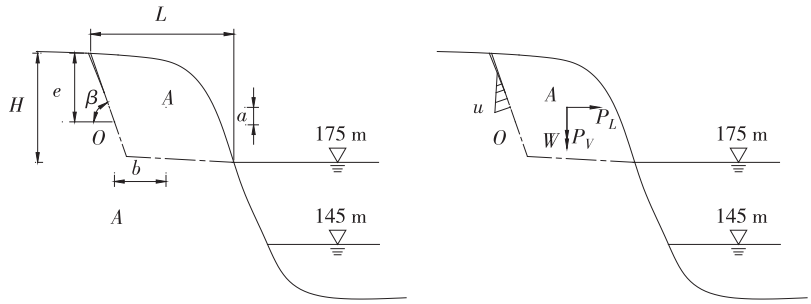


图 6 潜在坍塌体物理模型(左)及力学模型(右)示意图
Fig. 6 Physics model (on the left) and mechanics model (on the right) of potential collapse mass

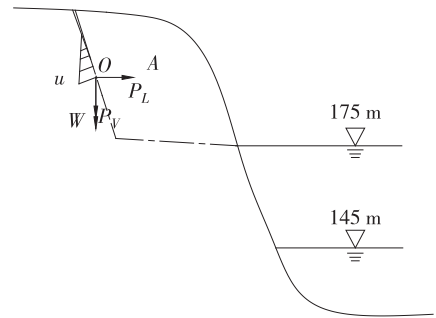


图 7 潜在坍塌体裂缝尖端荷载
Fig. 7 Loads of crack tip for potential collapse mass

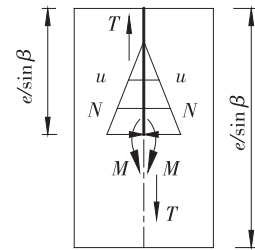


图 8 潜在坍塌体裂缝面断裂模式
Fig. 8 Fracture model of crack for potential collapse mass

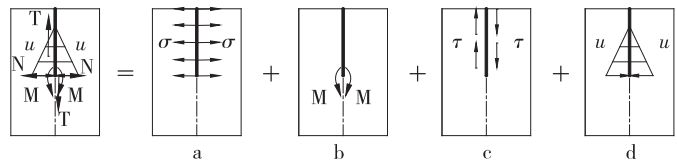


图 9 潜在坍塌体裂缝面断裂模式分解

Fig. 9 Fracture model factorization of crack for potential collapse mass

3 算例与讨论

3.1 拉剪断裂破坏判断

图 10 为三峡库区某土质岸坡坍塌体简化物理模型,岸坡坡脚受库水位浸泡软化,基座发生变形,上覆土体张拉裂缝贯通发生塌岸。已知类土质土体重度为 $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$; 裂缝尖端应力强度因子由现场取土,室内试验获得, I 型断裂韧度 $K_{IC} = 14.3 \text{ kPa} \cdot \text{m}^{1/2}$; II 型断裂韧度为 $K_{IIc} = 32 \text{ kPa} \cdot \text{m}^{1/2}$, 其他物理参数见表 1。将表 1 参数带入(1)~(12)式,暂不计地震力,计算潜在坍塌体裂缝尖端 I 型和 II 型应力强度因子以及联合应力强度因子 K_e 。

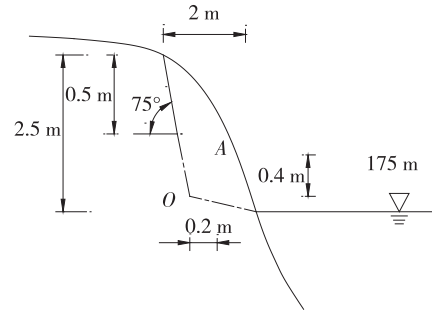


图 10 某土质岸坡潜在坍塌体尺寸

Fig. 10 Potential collapse mass size of a soil bank slope

表 1 某土质岸坡潜在坍塌体几何特征及应力强度因子计算

Tab. 1 Geometrical characteristics of potential collapse mass of a soil bank slope and stress intensity factor calculation

潜在坍塌体几何特征								应力强度因子	应力强度因子	应力强度因子
L/m	H/m	$\beta/^\circ$	e/m	e_1/m	a/m	b/m	W/kN	$K_I/\text{kPa} \cdot \text{m}^{1/2}$	$K_{II}/\text{kPa} \cdot \text{m}^{1/2}$	$K_e/\text{kPa} \cdot \text{m}^{1/2}$
2.0	2.5	75	0.5	0.3	0.4	0.2	90	20.89	47.97	68.86

计算得到潜在坍塌体裂缝尖端 I 型和 II 型应力强度因子分别为 $K_I = 20.89 \text{ kPa} \cdot \text{m}^{1/2} > K_{IC} = 14.3 \text{ kPa} \cdot \text{m}^{1/2}$, $K_{II} = 47.97 \text{ kPa} \cdot \text{m}^{1/2} > K_{IIc} = 32 \text{ kPa} \cdot \text{m}^{1/2}$ 。易知潜在坍塌体发生了断裂破坏,这与现场实际情况吻合。同时,计算得到坍塌体裂缝尖端 I 型和 II 型应力强度因子都大于零,表明坍塌体裂缝尖端受拉剪应力状态,进一步印证了上述的土质岸坡浸泡软化条件下拉剪断裂破坏机制。

3.2 拉剪断裂敏感性分析

1) 潜在坍塌体长度对岸坡稳定性影响分析

图 11 为坍塌体长度 L 对裂缝尖端总应力强度因子影响规律,随着坍塌体长度 L 的增加裂缝尖端应力强度因子增大,裂缝尖端作用增强,断裂破坏愈加显著。潜在坍塌体长度 L 实际上与岸坡软化基座深度是正向关系,软化基座深度的增大势必造成上覆坍塌体往岸坡后缘延伸,相应地,坍塌体长度 L 的增加导致上覆坍塌体转动角度加大,力矩作用加强,进而引起裂缝尖端应力强度因子不断上升。

2) 潜在坍塌体高度对岸坡稳定性影响分析

由图 12 可知,随着潜在坍塌体高度 H 的增加裂缝尖端应力强度因子先急剧减小,后缓慢降低。裂缝尖端应力强度因子是裂缝面 W , P_L , P_V 和 u 的综合作用,进一步可归为 σ , M , τ 和 u 四者的作用,其中受潜在坍塌体高度 H 直接影响的量是弯矩 M ,作用与裂纹尖端的最大正应力 σ_{\max} 与高度 H 呈反平方关系,当坍塌体高度很小时,应力强度因子较大;当坍塌体高度增加时,应力强度因子较小,差异较小,应力强度因子曲线表现为缓慢降低趋势。

3) 潜在坍塌体裂缝角度对岸坡稳定性影响分析

由图 13 可知,坍塌体裂缝尖端总应力强度因子随着裂缝角度 β 的增加呈现出先降低后增大趋势。裂缝角度的变化不断改变着坍塌体尖端的应力状态。裂缝角度变化对裂隙水压力影响较小,却改变着坍塌体重力在裂缝面得分配情况。随着裂缝角度 β 的加大,重力在裂缝面上的分配压应力不断减小,分配剪应力持续增大。初始状态下,重力在裂缝面上的分配压应力起主要作用,抑制裂缝尖端的开

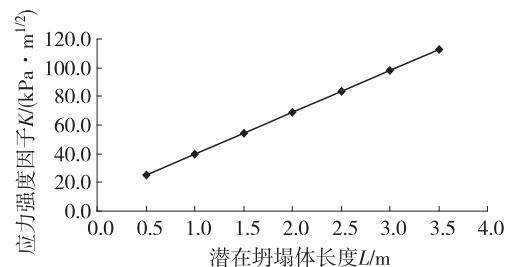


图 11 长度 L 对裂缝尖端联合应力强度因子影响规律

Fig. 11 Union stress intensity factor effect law of crack tip caused by length

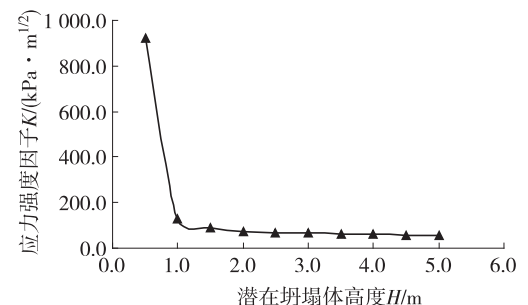


图 12 高度 H 对裂缝尖端总应力强度因子影响规律

Fig. 12 Union stress intensity factor effect law of crack tip caused by height H

裂,角度增大导致分配压应力减小,随着角度进一步增加分配剪应力对应力强度因子起主要作用。因此,尖端总应力强度因子曲线呈现为先降低后增加趋势。

4) 潜在坍塌体裂缝垂直长度对岸坡稳定性影响分析

由图 14 可知,坍塌体垂直长度 e 与裂缝尖端总应力强度因子呈正向关系。坍塌体垂直长度 e 与裂缝长度 a_0 关系为 $a_0 = e / \sin \beta$ 。由线弹性断裂力学已知,裂纹长度与应力强度因子呈正向关系,也是裂缝发生断裂扩展的控制性因素。

值得注意的是,土体断裂韧度较小,导致岸坡坍塌体尺寸不大,如图 11 中坍塌体长度 L 为 1.5~2.5 m 即发生断裂;图 12 中坍塌体高度 H 为 2~3 m 时即开裂破坏。因此,土质岸坡的浸泡软化整体滑移破坏往往是滞后的,通常岸坡先局部软化,基座变形后发生塌岸破坏,后续上覆岸坡失去支撑发生整体式滑移,这在很多文献^[17-18]中也印证了这一点。

4 结论

1) 土颗粒间粘结强度降低以及颗粒间的摩擦、转动、重新排列、颗粒破碎是水库蓄水土体浸泡软化的主要原因,也是土质岸坡发生基座软化的基础。

2) 将土质岸坡浸泡软化拉剪断裂破坏进一步分为基座软化拉剪破坏模式和基座掏空拉剪破坏模式,并给出了两种破坏模式的地貌演绎过程。通过建立两种破坏模式的物理模型和力学模型,从断裂力学角度推导出了潜在坍塌体裂缝尖端应力强度因子表达式。

3) 算例分析表明,土质岸坡破坏表现为明显的浸泡拉剪断裂破坏模式,并探讨了潜在坍塌体长度、高度、裂缝角度以及裂缝垂直长度对应力强度因子的敏感性程度。

4) 土体断裂韧度较小,导致岸坡坍塌体规模不大,岸坡的浸泡软化整体滑移破坏往往是滞后的,通常岸坡先局部软化,基座变形后发生塌岸破坏,后续上覆岸坡失去支撑发生整体式滑移。

参考文献:

- [1] Schwab J, Geertsema M, Blais-Stevens A. The Khyex River landslide of November 28, 2003, Prince Rupert British Columbia Canada[J]. Landslides, 2004, 3(1): 243-246.
- [2] Riemer W. Keynote lecture: landslides and reservoirs [C]. Landslides, 1995: 1973-2004, Balkema, Rotterdam.
- [3] Saurer E, Prager C, Marcher T. Soil slope stability of hydropower reservoirs—from geological site investigation to design of mitigation measures[C]. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013.
- [4] Chen X P, Huang J W. Stability analysis of bank slope under conditions of reservoir impounding and rapid drawdown [J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2011, (S1): 429-437.
- [5] Scavia C. Fracture mechanics approach to stability analysis of rock slopes[J]. Engineering Fracture Mechanics, 1990, 35(4-5): 899-910.
- [6] Cai M, Murti V, Valliappan S. Slope stability analysis using fracture mechanics approach[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 1990, 12(3): 261-281.
- [7] Chen C H, Wang C L. A fracture mechanics stability analysis of a rock slope with a tensile crack [EB/OL]. [2014-11-02]. <http://www.eige.com/2007/Ppr0727/Abs0727.htm>.
- [8] Nakamura. Mechanism of reservoir-induced landslides [C]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, Tokyo: Japan Landslide Society, 1987, 24(4): 157.
- [9] 肖诗荣, 刘德富, 姜福兴, 等. 三峡库区千将坪滑坡地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(5): 1023-1030.
- Xiao S R, Liu D F, Jiang F X, et al. Geomechanical model experiment on Qianjiangping landslide in Three Gorges reservoir area [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(5): 1023-1030.
- [10] 罗先启, 肖诗荣. 三峡库区千将坪滑坡形成机制研究 [R]. 宜昌: 三峡大学, 2007.
- Luo X Q, Xiao S R. Mechanism research on Qianjiangping landslide, Three Gorges reservoir area [R]. Yichang: China Three Gorges University, 2007.
- [11] 文宝萍. 千将坪滑坡滑带与滑坡牵引区软弱带发育特征

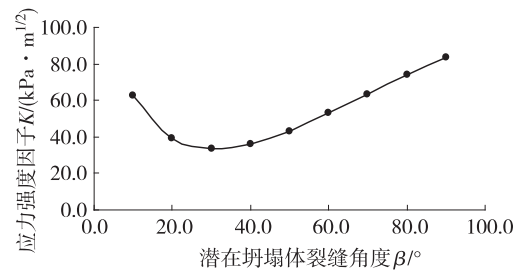


图 13 裂缝角度 β 对裂缝尖端总应力强度因子影响规律

Fig. 13 Union stress intensity factor effect law of crack tip caused by crack angle β

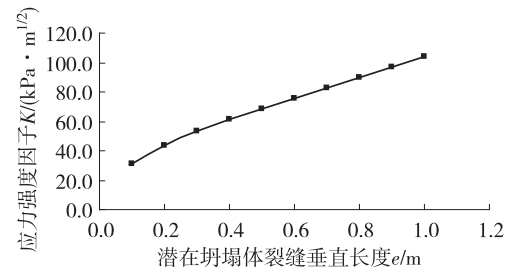


图 14 裂缝长度 e 对裂缝尖端联合应力强度因子影响规律

Fig. 14 Union stress intensity factor effect law of crack tip caused by crack length e

- 及其变化规律综合研究[R]. 北京:中国地质大学,2007.
- Wen B P. Comprehensive study of slid zone and soft inter-lays of Qianjiangping landslide, Three Gorges reservoir area[R]. Beijing: China University of Geoscience, 2007.
- [12] 文宝萍, 申健, 谭建民. 水在千将坪滑坡中的作用机理[J]. 水文地质工程地质, 2008(3): 12-18.
- Wen B P, Shen J, Tan J M. The influence of water on the occurrence of Qianjiangping landslide[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2008(3): 12-18.
- [13] 蔡耀军, 郭麒麟, 余永志. 水库诱发岸坡失稳的机理及其预测[J]. 湖北地矿, 2002, 16(4): 4-8.
- Cai Y J, Guo Q L, Yu Y Z. The reservoir-induced slope failure mechanism and prediction[J]. Hubei Geology & Mineral Resources, 2002, 16(4): 4-8.
- [14] 李志清, 田奎生, 雷立平. 三峡库区万州区三期滑坡(搬迁避让)主要特征及其影响因素浅析[J]. 工程地质学报, 2004, 12(s1): 175-180.
- Li Z Q, Tian K S, Lei L P. An initial analysis in third-stage landslide hazards characteristic and influence factors in Wanzhou Region of the Three Georges reservoir area [J]. Journal of Engineering Geology, 2004, 12 (s1): 175-180.
- [15] 吴爱祥, 孙业志, 刘湘平. 散体动力学理论及其应用[M]. 北京:冶金工业出版社, 2002.
- Wu A X, Sun Y Z, Liu X P. Granular dynamic theory and its application[M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 2002.
- [16] 中国航空研究院. 应力强度因子手册[M]. 北京:科学出版社, 1981.
- China Aviation Academy. Manual of stress intensity factor [M]. Beijing: Science Press, 1981.
- [17] Fujita H. Influence of water level fluctuations in a reservoir on slope stability[C]. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 1977, 16 (1): 170-173.
- [18] 闵弘, 谭国焕, 戴福初, 等. 蓄水期库岸古滑坡的水动力学响应监测——以三峡库区泄滩滑坡为例[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(21): 3721-3726.
- Min H, Tan G H, Dai F C, et al. Hydrodynamic monitoring of a preexisting landslide during reservoir filling—a case history of Xietan landslide, the Three Georges reservoir area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(21): 3721-3726.

Resources, Environment and Ecology in Three Gorges Area

Study on Tensile and Shear Failure Mechanism of Soil Bank Slope under Reservoir Filling

ZHOU Yuntao, TANG Hongmei, CHEN Hongkai

(Institute of Geotechnical Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: Based on the structural feature of soil this paper explained soaking softening mechanism through some aspects, such as macro-microcosmic changes of soil, deformation or emptying of bank slope under reservoir filling. By using fracture mechanics method, tensile and shear fracture failure mechanism caused by soaking and softening for soil bank slope was deduced and proved, furthermore, tensile and shear fracture failure caused by soaking and softening was divided into two types, i. e., tensile and shear failure model with foundation bed soften and tensile and shear failure model with foundation emptying, meanwhile, deductive process of two types of failure models were given. By means of established physics model and mechanics model for two types of failure models, stress intensity factor of crack tip for potential collapse mass was deduced from the angle of fracture mechanism. Case analysis indicated that failure of soil bank slope manifested as tensile and shear fracture failure model caused by soaking, and this page respectively discussed the effects on stress intensity factor caused by length, height, angle of crack and perpendicular length of crack. Small fracture toughness of soil was the cause of less collapse scale of bank slope. The occurrence of overall slippage failure of soaking and softening of soil bank slope was frequently hysteretic; in general, firstly, the bank slope was softened partly, then bank slump took place after foundation bed deformed, finally, overlying overall slippage failure of bank slope occurred without supporting.

Key words: soaking soften mechanism; tensile and shear fracture failure mechanism; fracture mechanics; soil bank slope; the Three Gorges reservoir region

(责任编辑 陈 琴)