

DOI :10.3880/j. issn. 1006-7647. 2009. 03. 014

某水电站左岸 B₂₀崩塌堆积体稳定性研究

李 枫¹ ,吴继敏² ,董志高¹ ,王文远³ ,王 昆³

(1. 河海大学土木工程学院 江苏 南京 210098 ; 2. 河海大学科学研究院 江苏 南京 210098 ;
3. 中国水电顾问集团昆明勘测设计研究院 ,云南 昆明 650051)

摘要 :对金沙江某水电站左岸 B₂₀崩塌堆积体处的工程地质条件进行分析 ,并对下部凝灰岩夹层的分布形式及特点进行重点研究 ,提出 B₂₀崩塌堆积体可能的滑移方式 ,运用有限元方法和极限平衡理论方法对其在不同可能工况下的稳定性进行分析。有限元计算结果表明 ,B₂₀崩塌堆积体沿基岩和崩塌堆积体接触面上的滑动面组合形式的安全系数能够满足工程要求 ,地震作用对崩塌堆积体的影响较大 ,但引起边坡失稳的可能性小。采用极限平衡方法计算了不同工况下 B₂₀崩塌堆积体沿崩塌体内部产生局部圆弧滑动的可能性 ,计算结果表明各工况的安全系数均能满足工程安全的需要。根据综合分析结果 ,提出 B₂₀崩塌堆积体处理建议。
关键词 :崩塌堆积体 ;边坡 ;有限元方法 ;极限平衡理论
中图分类号 :TV642 **文献标识码** :B **文章编号** :1006-7647(2009)03-0054-05

Stability study on falling accumulation B₂₀ on left bank of hydropower station //LI Feng¹ , WU Ji-min² , DONG Zhi-gao¹ , WANG Wen-yuan³ , WANG Kun³ (1. College of Civil Engineering , Hohai University , Nanjing 210098 , China ; 2. Research Academy of Hohai University , Nanjing 210098 , China ; 3. Kunming Design and Research Institute for Hydroelectric Projects , Kunming 650051 , China)
Abstract : The geological conditions of the falling accumulation B₂₀ on the left bank of a hydropower station on the Jinsha River are analyzed. The distribution forms and features of the tuff interlayer are mainly studied. The probable slide modes of the falling accumulation B₂₀ are proposed. The finite element method (FEM) and limit equilibrium theory are used to analyze the stability of falling accumulation B₂₀ in different conditions. The results of the FEM show that the safety factor along the contact surface between bedrock and the falling accumulation satisfies the engineering demands , and earthquakes have a major influence on the falling accumulation B₂₀ , but with less possibility of instability. The limit equilibrium theory was used to analyze the local stability of falling accumulation B₂₀ in different conditions. The results show that the factor of safety can satisfy the engineering security demands. According to comprehensive analysis of the results , treatment suggestions for falling accumulation B₂₀ are proposed.
Key words : falling accumulation ; slope ; FEM ; limit equilibrium theory

1 工程概况

某水电站位于云南省丽江地区永胜县与丽江市分界金沙江中游河段上 ,为阿海水电站下游衔接梯级电站。研究区位于坝轴线下游 450 ~ 960 m ,分布高程 1 295 ~ 1 500 m ,上游以 9 号冲沟为边界 ,紧接 B₂ 崩塌堆积体。堆积体分为 2 个部分 ,主体部分 (A 区) 位于坝轴线下游 680 ~ 960 m 处 ,其上游至 B₂₀ 之间呈条带状分布的部分 (B 区) 为坡崩积层。堆积体地貌形态明显 , A 区平面长约 400 m ,宽约 250 m ,体积约为 150 × 10⁴ m³ ; B 区长 240 m ,宽约 200 m ,体积约为 76 × 10⁴ m³ ; B₂₀ 总计体积达 226 × 10⁴ m³。 A 区

一般垂直厚度为 35 ~ 65 m ,具有前缘薄、中后部较厚的特点 ; B 区为坡、崩积混杂 ,一般垂直厚度为 10 ~ 25 m ,堆积体密实 ,稳定性较好 ,见图 1。

2 崩塌堆积体特征及参数取值

2.1 B₂₀崩塌堆积体地质条件
2.1.1 崩塌堆积体特性
B₂₀堆积体为一古崩塌堆积体 ,为滑移型崩塌形式 ,堆积物主要由玄武岩块石、碎石夹黏质粉、砂土及大块石组成 ,堆积体中等密实 ,局部松散架空 , B 区为坡、崩积混杂 ,堆积物密实 ,地表浅表部局部有松动变形迹象。崩塌堆积体与下伏基岩接触面受

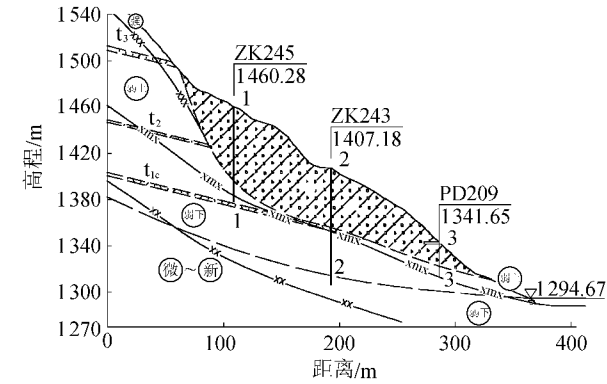


图1 B区B₂₀崩塌堆积体工程地质横剖面

t_{1c}、t₂凝灰岩夹层的控制,底界面形态沿袭2层凝灰岩夹层剥蚀而成的缓倾坡外的阶梯状斜面。底界面平缓地段,与下伏基岩接触面为全、强风化凝灰岩,具软化、泥化现象;2层缓倾凝灰岩斜坡平台之阶,界面较陡,为崩塌堆积体与下伏基岩直接接触,基岩一般呈弱风化,完整性较好。

崩塌堆积体底界面受凝灰岩夹层的影响,呈台阶状。接触面凝灰岩经风化、泥化后抗剪强度较低,但其倾角较缓,与凝灰岩接触的底界面倾角仅为13°~17°,小于凝灰岩软化、泥化层摩擦角。2层凝灰岩平台间崩塌体与下伏完整的弱风化玄武岩接触,尽管底界面较陡,但其抗剪强度略高。1996年2月3日在丽江发生的7级地震对工程区的影响烈度达8度,却未发生变形失稳迹象。B区因堆积厚度不大,且地形平缓,加之组成物质紧密,处于稳定状态。

2.1.2 凝灰岩夹层的工程地质特性

凝灰岩夹层是左岸边坡分布的相对软弱岩层,在左岸边坡区主要分布有t_{1a}、t_{1b}、t_{1c}、t₂、t₃5层凝灰岩层,其中t_{1c}、t₂、t₃均在岸坡出露。t_{1a}、t_{1b}埋深较大,对左岸边坡稳定无影响。凝灰岩层一般分布较连续,层厚0.3~3m,总体产状是:走向近SN,缓倾W,倾角12°~30°。凝灰岩层的空间展布略呈舒缓波状,优势产状N5°E,NW∠18°。边坡凝灰岩岩性、厚

度及分布部位不同,在层间错动的连续性及泥化夹层厚度上差别较大。t_{1c}凝灰岩层在左岸坝基(肩)上游至大坝下游的B₂₀崩塌堆积体坝部位泥化夹层连续性相对较好,泥化层厚约20~30cm,为岩屑夹泥型,软塑状,强度较低。

凝灰岩由火山喷发形成的碎屑物质构成,未见陆源碎屑混入,具凝灰结构或凝灰角砾结构。凝灰岩层与下伏的火山角砾熔岩或杏仁状玄武岩常呈渐变过渡,无明显的分层界面,而与上覆的玄武岩有明显的分界面。部分凝灰岩由熔浆胶结,其强度较高,抗风化能力也较高。新鲜凝灰岩一般属硬质岩,暴露地表后局部地段有崩解现象,部分凝灰岩可见有风化、崩解现象,成片状、针状及碎屑状。凝灰岩夹层走向与边坡平行,缓倾坡外,且局部地段,尤其是t_{1c}泥化夹层较厚,抗剪强度低,对左岸工程开挖边坡稳定不利,易构成平面滑移失稳破坏,危及工程安全。

综上,对B₂₀崩塌堆积体边坡可能存在的失稳形式的判断主要有:①沿崩塌堆积体底面和凝灰岩夹层组合的整体性平面滑动;②以t_{1c}凝灰岩夹层为滑动面、后部断层形成临空面的整体平面滑动模式;③崩塌堆积体内部受最大剪应力影响的圆弧滑动形式,即崩塌体内部的局部失稳破坏,其中,①最具危险性。

2.2 参数取值与计算条件

根据现场岩石力学试验以及现场工程地质调查^[1],参照《岩石力学参数手册》,并类比其他工程,确定B₂₀崩塌堆积体的物理力学参数(部分参数采用参数反演的方法进行确定)。实际采用的B₂₀崩塌堆积体的物理力学参数如表1所示。

3 基本计算原理

3.1 有限元计算基本原理

有限元计算的支配方程为

$$K\delta = R \tag{1}$$

式中:K为整体劲度矩阵;δ为整体结点位移;R为

表1 B₂₀崩塌堆积体岩土体物理力学参数

岩体	弹性模量/ GPa	变形模量/ GPa	泊松比	天然密度/ (kg·m ⁻³)	饱和密度/ (kg·m ⁻³)	黏聚力/ MPa	摩擦角/ (°)
凝灰岩 t _{1c}	1.00	0.80	0.36	2.30	2.40	0.02	17.8
凝灰岩 t ₂	5.00	3.00	0.32	2.30	2.40	0.08	26.6
凝灰岩 t ₃	5.00	3.00	0.32	2.30	2.40	0.12	26.6
全风化凝灰岩	3.00	2.40	0.36	2.30	2.40	0.03	20.3
堆积体	0.50	0.30	0.37	2.30	2.40	0.025	35.0
强风化岩	1.80	1.20	0.30	2.30	2.40	0.09	26.6
弱上风化岩	7.00	3.00	0.29	2.60	2.70	0.40	38.7
弱下风化岩	13.00	11.00	0.26	2.70	2.80	0.65	47.8
微新风化岩	26.00	23.00	0.22	2.80	2.90	0.80	51.4
堆积体底面接触带				2.30	2.40	0.04	26.6

整体等效荷载。

3.2 本构模型

3.2.1 弹塑性模型

岩体的破坏形式主要表现为压剪塑性流动和开裂。判别条件如下：

对于开裂

$$\sigma_1 > \sigma_t \quad (2)$$

对于压剪,采用莫尔库伦屈服准则,屈服函数为

$$F_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cos \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi \quad (3)$$

式中: σ_1 、 σ_3 分别为第一和第三主应力; σ_t 、 c 、 φ 分别为材料的抗拉强度、黏聚力和内摩擦角。

3.2.2 夹层单元^[2]

采用夹层单元来模拟软弱结构面,其破坏形式主要表现为沿法向拉开和沿切向错动2种形式。判别条件如下：

$$\text{开裂} \quad \sigma_n > \sigma_t \quad (4)$$

$$\text{错动} \quad \tau_n > c - \sigma_n \tan \varphi \quad (5)$$

式中: τ_n 和 σ_n 分别为结构面上的切向剪应力和法向正应力。

错动时的屈服函数为

$$F_2 = \tau_n - c + \sigma_n \tan \varphi \quad (6)$$

3.3 稳定性判据

采用有限元方法计算崩塌堆积体稳定性,首先用有限元方法计算研究区域的应力分布,然后在稳定性分析中使用有限元方法得到的应力结果,依据数学规划方法和极限平衡原理确定临界滑动面和安全系数。由有限元应力计算的安全系数 F_S 定义为沿滑动面所有抗剪力 S_r 的和与所有滑动力 S_m 的比的比值^[3],即

$$F_S = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad (7)$$

每个条块的抗滑力为条块底部中点的抗剪强度与条块底边长度的乘积,对于非饱和土,根据莫尔库伦等式,抗滑力可表示为

$$S_r = sl = [c' + (\sigma_{nn} - p_a) \tan \varphi' + (p_a - p_w) \tan \varphi_b] l \quad (8)$$

式中: s 为条块底部中点有效抗剪强度; l 为条块底边长度; σ_{nn} 为条块底部中心法向应力; p_a 为孔隙中气体压力; p_w 为孔隙水压力; c' 、 φ' 为滑动面有效黏聚力和内摩擦角; φ_b 为由负孔隙水压力引起的表示强度增长的角度。

每个条块的滑动力为条块底部中点滑动力 τ_m 与底边长度 l 的乘积：

$$S_m = \tau_m l \quad (9)$$

单个条块的安全系数可表示为

$$F_{1S} = \frac{S_r}{S_m} = \frac{sl}{\tau l} \quad (10)$$

4 B₂₀崩塌堆积体稳定性分析

4.1 计算模型与计算工况

对于左岸边坡,主要以崩塌体及崩塌体下部凝灰岩夹层作为重点研究对象,模型边界确定以不影响崩塌体分析为原则,右侧边界高程为1260~1295 m,左侧边界高程为1260~1535 m,底部边界高程为1260 m。底部边界为 x 、 y 方向的双向约束,侧向为 y 方向约束,边坡处无约束。模型材料主要考虑崩塌体、凝灰岩夹层及下覆岩体。除对崩塌体边坡的位移、应力、应变进行有限元分析以外还与极限平衡理论方法计算结果进行比较。图2为崩塌堆积体典型剖面网格划分示意图。



图2 B₂₀崩塌堆积体典型剖面网格划分示意图

根据B₂₀崩塌堆积体工程特性,主要考虑天然状态下边坡应力分布,雾化或暴雨情况下的应力、位移分析,以及地震作用下的应力、位移分析。考虑地震作用,取地震设防烈度8度,根据《水工建筑物抗震设计规范》^[4],水平向地震加速度代表值取为0.185g,不计垂直向地震作用。蓄水情况,考虑外水压力作用以及岩体内部容重变化,按照分级加载方式作用于边坡顶面边界。雾化及暴雨作用反映在有限元计算中以崩塌体各项参数的降低,即变形模量、黏聚力取值明显降低和破坏准则中的抗剪强度下降作为标志。

4.2 有限元计算结果分析

典型剖面位于坝址下游左岸的B₂₀崩塌堆积体上,在天然状态下,边坡内部应力方向基本垂直向下,而坡面附近应力方向略偏向坡面,整个坡面的应力方向总的趋势是向下的。各种工况下的有限元计算结果见表2。

在雾化或暴雨作用下,最大水平向位移为1.744 cm,大部分位移为几毫米,最大垂直向水平位移为6.861 cm,主要出现在模型最高高程处,为累计位移形成的(图3),边坡整体位移基本垂直向下,崩

塌体内部应力分布比较均匀,应力方向基本垂直向下,边坡安全系数为 2.328,在雾化或暴雨条件下边坡处于稳定状态。

表 2 典型剖面有限元计算结果

工况	安全系数	最大剪应力/ MPa	最大应力/MPa		最大位移/cm	
			水平向	垂直向	x 方向	y 方向
天然状态	2.873	0.348	1.464	5.340	0	0
雾化或暴雨	2.328	0.348	1.468	5.353	1.744	6.861
地震作用	2.300	0.523	1.289	5.060	2.275	7.117
人工开挖	2.873	0.348	1.464	5.340	0	0

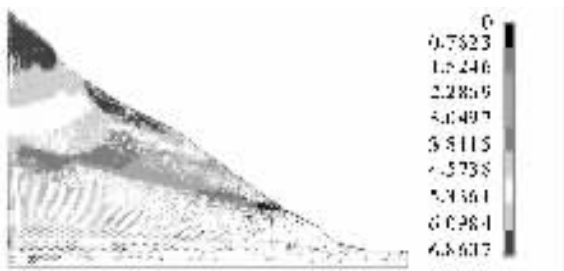


图 3 雾化或暴雨作用下边坡位移矢量(单位:cm)

在地震作用下,水平向位移增加,最大水平向位移达到 2.275 cm,垂直方向位移略有增加,最大垂直向水平位移为 7.117 cm,总体位移以向下为主(图 4)整个边坡应力方向基本没有变化,分布规律与自然状态下的分布规律基本相同;安全系数为 2.300。地震作用对崩塌堆积体有较大影响,但边坡仍处于稳定状态。

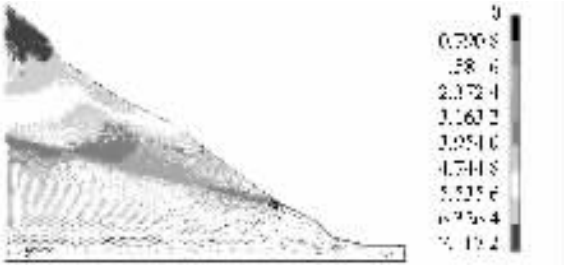


图 4 地震作用下边坡位移矢量(单位:cm)

从总体来看,B₂₀崩塌堆积体沿崩塌堆积体底面和凝灰岩夹层组合的整体性平面滑动破坏可能性很小,地震作用对崩塌堆积体的影响较大,但引起失稳的可能性仍很小。

4.3 极限平衡理论计算分析

崩塌堆积体除沿软弱结构面进行滑动外,受各种外部条件影响,可能在堆积体内部发生局部滑动破坏,影响边坡安全。根据堆积体物理力学性质,在堆积体内会发生圆弧滑动,适合采用极限平衡理论进行研究分析。

根据工程计算需要,采用 Bishop 方法对 B₂₀崩塌堆积体边坡进行极限平衡理论方法分析,选择 3 个典型剖面进行稳定性分析。主要考虑天然状态、削

坡、地震作用以及雾化或暴雨 4 种工况下的边坡安全,具体计算结果见表 3。

表 3 各剖面边坡稳定性计算结果

剖面	安全系数					雾化或 暴雨
	天然 状态	削坡	地震作用			
			天然状态	削坡前	削坡后	
1	2.948	3.649	2.240	2.098	2.740	3.420
2	2.338	2.639	1.700	1.598	1.954	2.363
3	1.993	1.995	1.417	1.298	1.419	1.688

天然状况下堆积体的稳定性计算采用的孔隙水压力系数为 0.15。B₂₀崩塌堆积体 3 个剖面的安全系数的最大值为 2.948,最小值为 1.993,说明该堆积体在天然状况下满足稳定性要求。B₂₀崩塌堆积体上修建公路 R1、R5 后,堆积体内的应力发生变化,设计汽车总荷载 640 kN。削坡处理后安全系数采用调整后的参数进行计算,得到 B₂₀崩塌堆积体 3 个剖面的最小安全系数出现在 3 号剖面,为 1.993(表 3)。

地震工况为几种工况中的最危险工况,地震工况下各个剖面的安全系数可以对堆积体的稳定性起到关键作用。采用修正后的参数进行地震工况下堆积体的稳定性计算。地震的作用,采用拟静力法,水平地震加速度系数为 0.185g。分别对天然状态、削坡前后 3 种条件下 2 个堆积体的 6 个剖面进行安全系数的计算。其中削坡前公路施工工况在地震作用下相对其他工况安全系数较小,最小安全系数出现在 3 号剖面,为 1.298(表 3)。

由于堆积体下部基岩节理不发育,在暴雨过程中如果渗到堆积体内的雨水来不及排出,将会在堆积体沿接触带处产生一定的水头,对于该水压力的作用,取沿底面接触带至以上 3 m 的水头,孔隙水压力系数为 0.2。泄洪时将对 B₂₀产生雾化影响,这里同样用孔隙水压力来考虑,并取孔隙水压力系数为 0.2,计算结果显示最小安全系数出现在 3 号剖面,为 1.419(表 3)。

从极限平衡理论的计算结果来看,沿崩塌堆积体底面和凝灰岩夹层组合的整体性平面滑动破坏可能性也较小,沿圆弧滑动的最危险滑面的安全系数满足边坡的安全控制标准,造成边坡失稳的可能性较小。

5 B₂₀崩塌堆积体整体分析

5.1 比较分析

B₂₀崩塌堆积体主要可能发生为沿堆积体底面接触带滑动以及堆积体内部在各种工况作用下产生局部或表层变形滑动,导致堆积体逐步变形,最后发生大规模的失稳。根据对 B₂₀崩塌堆积体工程地质条件的分析评价,用有限元方法和极限平衡理论方法进行了稳定性分析,2 种计算方法获得的安全系

数基本符合安全控制标准,但在地震工况下,有限元计算结果与极限平衡计算结果有差异,主要原因表现在:①计算采用的参数不同,有限元需要各种材料的弹性模量、变形模量、泊松比、材料密度、黏聚力及摩擦角,极限平衡方法考虑的参数相对较少,结果无法反映边坡应力和位移发展趋势^[5];②建模过程中的基本假定不同,有限元方法更能体现模型在细节上的变化,特别是各种夹层单元、风化分带等,而极限平衡方法则更加简化;③施加基本荷载的方式不同,主要表现在孔隙水压力、地震力、雾化或暴雨影响的作用方式上;④采用的滑动面方式不同,有限元方法主要考虑边坡较大范围的整体破坏问题,而极限平衡方法更多的是考虑边坡上部松散堆积体局部的稳定性。

B₂₀崩塌堆积体经历了丽江的7级地震,边坡并没有发生变形失稳迹象,并且由于崩塌体组成物质紧密,总体判断其整体稳定性较好,这与数值方法和极限平衡方法的计算结果相吻合。此外,根据地震作用的反应谱动力分析结果^[6],其位移和应力发展趋势能够比较好地吻合,进一步验证了计算结果的正确性。

5.2 边坡处理建议

a. 左岸边坡崩塌体与下部基岩的接触带的工程地质特征对边坡影响较大,应做进一步勘察分析,确定接触带的物质组成、化学成分和物理力学参数。

b. 凝灰岩夹层的物理力学参数对边坡的稳定性相对敏感,直接影响有限元及极限平衡理论方法的研究成果,建议对凝灰岩夹层浸水后物理力学参数的变化,特别是抗剪强度指标的变化进行研究。

c. 为防止边坡局部滑动,建议采用削坡和打抗滑桩相结合的方式预防加固。

d. 重视排水措施,边坡中的水对边坡的稳定性有十分重要的影响,为了保证堆积体在正常蓄水条件下保持稳定,应增加排水设施。

(上接第48页)

b. $w_{\max}$ 与 l_f 成正比,不同公式所得结果差别甚大。计算误差有时超过 $w_{\max}$ 的允许值,若按本文建议的 $w_{\max}$ 取稳定渗流状态下的开度,因其值甚小, l_f 对其影响大幅度降低。 l_f 对 σ'_s 及 $w_{\max}$ 均有影响,配筋越少则影响越大。

c. 衬砌独立工作的前提下,适合隧洞实际情况的裂缝间距 l_f 的确定式有待于进一步的研究。

参考文献:

[1] DL/J5195—2004 水工隧洞设计规范[S].

e. 对崩塌堆积体进行长期的监测工作,以便了解堆积体的长期稳定性,监测工作应持续到水库正常运行后2~3年。

6 结论

a. 有限元计算结果表明,各种工况作用下应力场的分布规律基本相同。在表层处偏向坡向,随着深度的增加逐渐垂直向下。地震作用对边坡影响相对较大,特别是崩塌体部分应进行适当处理,并进行削坡,辅助进行排水。

b. 2种计算方法从2个角度分别进行了稳定性分析,边坡整体滑动以及沿圆弧滑动的最危险滑面的安全系数满足边坡的安全控制标准,边坡失稳的可能性较小。

c. 崩塌堆积体边坡的稳定性是水电工程库岸边坡稳定分析中经常遇到的问题,由于各工程特性以及安全要求不同,使其成为研究的热点。对模型进行合理的简化及基本假定,以便能获取正确的结果而不会耗费大量的计算时间是一个非常重要的研究课题。

参考文献:

[1] 国家电力公司昆明勘测设计研究院. 金安桥水电站左岸边坡稳定性及支护措施专题研究[R]. 昆明:国家电力公司昆明勘测设计研究院,2003.
[2] 吴继敏,孙少锐,陆晓敏,等. 台阶状结构面岩体边坡非线性有限元稳定性分析[J]. 红水河,2002,21(2):48-51.
[3] 李枫. 金安桥水电站左岸边坡崩塌体稳定性研究[D]. 南京:河海大学,2005.
[4] SL203—1997 水工建筑物抗震设计规范[S].
[5] 孙少锐,吴继敏,董志高,等. 金沙江金安桥水电站左岸B2崩塌体稳定性分析[J]. 岩土力学,2006(52):274-277.
[6] 董志高,吴继敏,王文远,等. 地震作用崩塌体边坡稳定性分析[J]. 水利水电科技进展,2006,26(5):37-40.

(收稿日期 2008-09-09 编辑 骆超)

[2] ACI 224.2R—86, Cracking of concrete members in direct tension[S].
[3] BEEBY A W. The prediction of crack widths in hardened concrete[J]. The structural engineer, 1979, 57A(1):13-14.
[4] 彭守拙. 水电站设计的新进展[M]. 北京:中国水利水电出版社,2007:154-267.
[5] 钟建文,谷兆祺,彭守拙. 高压隧洞衬砌设计配筋研究[J]. 水力发电学报,2007(2):43-44.
[6] 叶翼升. 广蓄电站水工高压隧洞设计施工的若干问题[J]. 水力发电学报,1998(2):41.

(收稿日期 2008-07-04 编辑 高建群)