

龙滩碾压混凝土重力坝应力和承载能力分析

郭绪元¹ 孙恭尧²

(1.二滩水电开发有限责任公司,成都 610021;2.国家电力公司中南勘测设计研究院,湖南 长沙 410014)

摘要 针对龙滩碾压混凝土筑坝的特点,在设计研究中根据应变空间表述的弹塑性增量理论,考虑材料的软化塑性性质,用弹塑性有限元方法分析坝体的应力状态,采用稳定性理论和两种不同的材料强度储备方式,研究重力坝的承载能力.研究结果反映了因混凝土和岩石材料的损伤及软化导致重力坝系统失稳的物理机制.

关键词 碾压混凝土;重力坝;应力;承载能力

中图分类号 TV642.2

文献标识码 A

文章编号 1000-198X(2005)03-0282-05

龙滩碾压混凝土重力坝最大坝高 216.50 m,是目前中国最高的重力坝.碾压混凝土筑坝体采用薄层摊铺振动碾压实的施工工艺,一般含有层间弱面.通过实践和研究,对影响层间黏结的基本因素已经明确,但尚未完全量化.此外,由于层间弱面的存在引起垂直层面方向弹性模量降低,但在平行层面的所有各个方向,即所谓“横向”,具有相同的弹性,致使碾压混凝土具有横观各向同性性质^[1].现场试验研究表明,碾压混凝土材料的这种横观各向异性性质较轻微.

1 碾压混凝土重力坝承载能力临界状态判别方法

混凝土重力坝应力和抗滑稳定的有限元分析,通常包括重力坝应力的控制标准和承载能力的失稳判别准则的分析.根据坝基变形对坝体应力影响的自应力函数解和角缘本征函数的研究结果,坝体的应力控制标准可以采用限制坝基面垂直正应力出现拉应力区域相对宽度的方法确定^[2].对于重力坝抗滑稳定的承载能力,在研究传统的分析方法以后,同时采用稳定性理论和两种不同的材料强度储备方式进行研究.

重力坝抗滑稳定研究,通常是首先假设某些可能的滑动面,计算和比较这些面上的滑动力和抗滑力,以确定安全系数.在弹塑性有限元应力分析的材料强度储备方法中,安全系数 F 是这样确定的:将坝体和坝基面上介质的抗剪强度指标降低为 c'/F 和 f'/F ,则坝体达到极限平衡状态.若把坝体内屈服破坏区即将贯穿上下游坝面的状态看成是极限平衡状态,从而导致重力坝的强度破坏的分析方法,称之为强度分析方法^[3].

结构稳定性分析的目的是找出外荷载与结构内部抵抗力之间的不稳定平衡状态,即变形开始急剧增长的状态.结构的失稳存在两种基本形式:对完善体系是分支点失稳;对具有初始几何缺陷或荷载偏离的非完善体系是极值点失稳.在重力坝稳定性计算中仍采用小变形理论求其临界荷载.至于重力坝是否失稳的稳定性判定,依靠重力坝及坝基系统偏离平衡状态时的位形与平衡状态的比较,这种比较适用于能量原理.能量准则的提法是:结构系统总势能 Π 的正定二阶变分,是保证稳定的静力平衡状态的必要和充分条件^[4].在碾压混凝土重力坝弹塑性应力有限元计算中,要对每一荷载增量步的平衡状态进行判断,识别它是否为稳定平衡状态.如果处于不稳定状态,则达到了极限荷载.对于重力坝承载能力采用的这种分析方法,称为稳定性分析方法^[5].

现在考虑一个平衡状态,坝体的位移 u 、应变 ϵ 和应力 σ 已经求得,设想在这个状态上施加任意微小的不违背几何条件的虚位移 δu ,而达到一个新状态.如果外荷载所做的虚功不超过内能(坝体介质材料的弹性变形能和塑性耗散能)的增加,那么重力坝系统的平衡是稳定的^[6,7].如果能找到一组虚位移使荷载所做的虚功大于内能的增加,重力坝的状态是不稳定的,因此失稳准则可表示为

$$\delta^2 \Pi = \int_{V_e} (\delta \boldsymbol{\varepsilon})^T \delta \boldsymbol{\sigma} dV + \int_{V_s} (\delta \boldsymbol{\varepsilon})^T \delta \boldsymbol{\sigma} dV \leq 0$$

$$V = V_e + V_s$$

(1)

式中： V_e ——坝体碾压混凝土材料的弹性区域； V_s ——材料达到强度准则后的应变软化破坏区域。对于弹性区 V_e ，已知弹性矩阵 D_e ，应力的虚变分 $\delta \boldsymbol{\sigma} = D_e \delta \boldsymbol{\varepsilon}$ ；对于应变软化破坏区 V_s ，已知弹塑性矩阵 D_{ep} ，应力的虚变分 $\delta \boldsymbol{\sigma} = D_{ep} \delta \boldsymbol{\varepsilon}$ 。

根据有限元应力计算中应变矩阵和刚度矩阵的表达式，失稳准则式(1)可以改写为

$$\delta^2 \Pi = (\delta \boldsymbol{u})^T \boldsymbol{K}_T \delta \boldsymbol{u} \leq 0$$

(2)

式中： $\boldsymbol{K}_T$ 是重力坝有限元分析时的正切线刚度矩阵。由此可见，结构平衡状态是否稳定，最终取决于正切线刚度矩阵 $\boldsymbol{K}_T$ 的性质：当 $\boldsymbol{K}_T$ 正定时，平衡是稳定的；当 $\boldsymbol{K}_T$ 负定时，平衡状态是不稳定的；当 $\boldsymbol{K}_T$ 奇异（即 $\det \boldsymbol{K}_T = 0$ ）时，结构处于临界状态。由于 $\boldsymbol{K}_T$ 是实对称矩阵，它的特征值均为实数。设 λ_1 是它的最小特征值，可以用条件

$$\lambda_1 \leq 0$$

(3)

代替判别重力坝的失稳准则式(2)，因为在至少有一个负的特征值的情况，总可以找到一个扰动 $\delta \boldsymbol{u}$ ，使式(2)成立，即重力坝系统处于非稳定的平衡状态。式(3)称为特征值形式的失稳准则。

从判别重力坝系统稳定性的能量准则式(1)可以看出，碾压混凝土介质的应变软化性质，以及出现应变软化区，是重力坝平衡状态处于非稳定状态的必要条件。因为如果碾压混凝土介质不是软化材料，由于 D_e 的正定性和 D_{ep} 的半正定性，恒有 $\delta^2 \Pi > 0$ ，状态是稳定的。此外，局部出现应变软化区后只能式(1)中的第二项为负值，唯有它的绝对值足够大，而且大于前一项弹性区的绝对值，才能满足 $\delta^2 \Pi < 0$ 。因此，只有塑性变形和应变软化区发展到一定程度，才可能出现不稳定的平衡状态。

2 坝体应力和稳定性分析

为了分析碾压混凝土材料横观各向同性性质对于坝体应力的影响，研究中考虑坝体碾压混凝土的竖向弹模 E_y 分别为水平向弹模 E_x 的 0.5、0.6、0.7、0.8、0.9、1.0（各向同性）倍共 6 种情况，选择了 4 个高程截面研究应力变化规律。现仅列举几个典型结果，以说明其影响规律。在水压和自重等荷载作用下，当 E_y 从 $1.0E_x$ 变化到 $0.5E_x$ 时，各截面上的应力分布规律（包括 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} ）变化不大，基本相同。表 1 列出了坝基面高程在水压和自重荷载分别作用及共同作用下，坝踵和坝趾 $E_y = 0.5E_x$ 和 $E_y = E_x$ 时的应力值比较。表 1 中的结果与均匀各向同性介质条件下，坝基变形对坝体应力分布的影响类似。

表 1 E_y 变化时碾压混凝土坝踵和坝趾处的应力比较

Table 1 Comparison of stresses in dam heel and dam toe as the change of E_y

作用方式	弹模	坝踵应力/MPa			坝趾应力/MPa		
		σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}
自重	$E_y = E_x$	-3.665	-7.974	-3.877	-1.274	-1.321	1.085
	$E_y = 0.5E_x$	-7.225	-8.618	-4.405	-2.241	-1.694	1.364
	变幅	(-) 增 97.1%	(-) 增 8.1%	增 13.6%	(-) 增 75.9%	(-) 增 28.3%	增 25.7%
水压	$E_y = E_x$	5.419	8.309	6.297	-4.790	-3.855	3.642
	$E_y = 0.5E_x$	9.068	9.298	6.284	-6.737	-4.616	3.867
	变幅	(+) 增 67.3%	(+) 增 11.9%	减 0.21%	(-) 增 40.6%	(-) 增 19.7%	增 6.2%
自重和 水压	$E_y = E_x$	1.753	0.335	2.420	-6.064	-5.176	4.727
	$E_y = 0.5E_x$	1.585	0.345	1.719	-9.000	-6.336	5.244
	变幅	(+) 减 9.7%	(+) 增 3.0%	减 29.0%	(-) 增 48.4%	(-) 增 22.4%	增 10.9%

注：压应力为“(-)”，拉应力为“(+)”。

在龙滩碾压混凝土重力坝弹塑性应力和承载能力的分析中，根据重力坝设计准则，分析研究坝体应力状态和抗滑稳定安全系数。从弹塑性应力分析结果(图 1)可以看出，在正常荷载作用下，除坝踵和坝趾局部应力集中区域出现塑性屈服外，坝体处于弹性状态。这时坝体的垂直正应力一般为压应力，而拉应力仅出现在坝踵区很小的范围以内，应力分布状态满足重力坝设计准则的要求。图 1 中 K 为材料剪切强度参数中内摩

擦系数 f 和凝聚力 c 等比例折减后的安全储备系数; K_f, K_c 分别为提高材料剪切强度参数计算值保证率后, 内摩擦系数 f 和凝聚力 c 的安全储备系数. 对于给定的坝基面和坝体层面的抗剪断强度参数 f', c' 和残余抗剪强度参数 f_r, c_r , 用抗滑力和滑动力的对比, 求得坝基面及其有关的碾压混凝土和层面的抗滑稳定安全系数, 简称峰值抗滑稳定安全系数和残余值抗滑稳定安全系数, 如表 2 所示. 从表 2 可见, 坝基面和碾压混凝土层面都有足够的抗滑稳定安全系数, 坝基面为坝体抗滑稳定的控制剖面, 说明重力坝的剖面设计合理, 安全系数符合现行规范规定的要求.

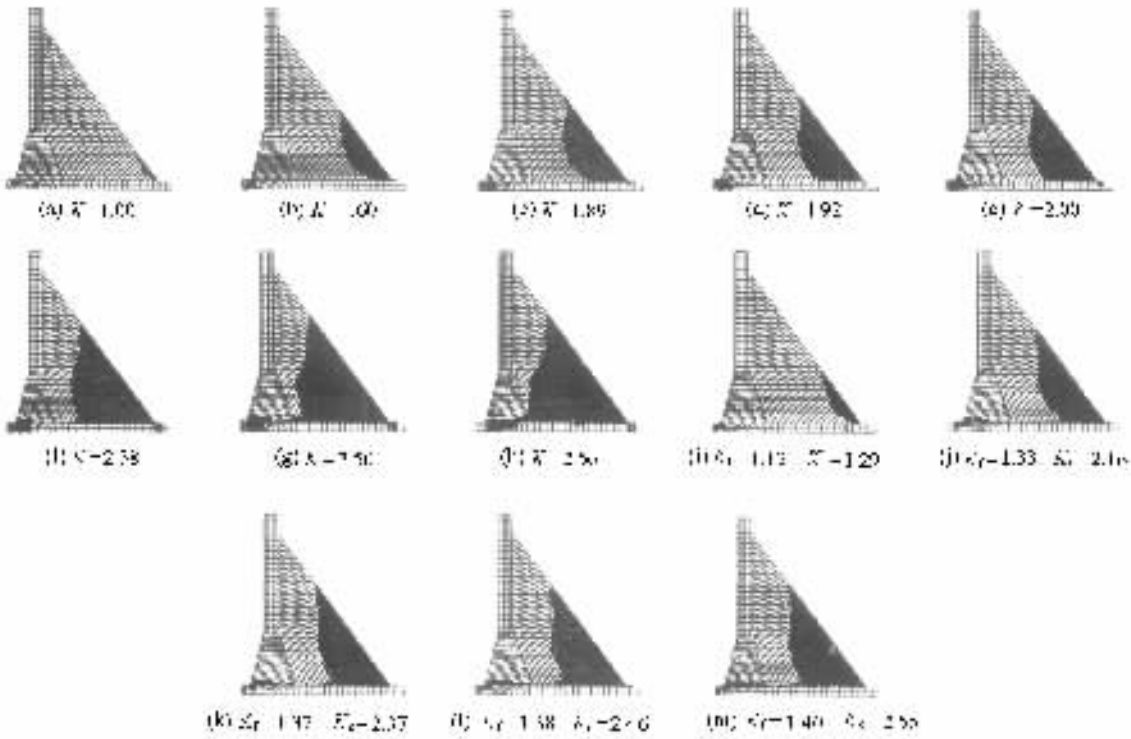


图 1 坝体渐进破坏过程与安全储备系数关系

Fig.1 Progressive failure of dam body and coefficient of safety reserve

在坝体承载能力分析过程中, 抗剪强度参数的取值方法, 采用两种不同的方法. 第一种方法是以坝体抗剪断参数 f', c' 和残余抗剪强度参数 f_r, c_r 的标准计算值为基准, 采用同比例折减上述标准计算值的方法, 给出计算值. 根据稳定性理论导出的失稳准则, 求得坝体失稳临界状态安全储备

系数 K_c 为 1.92. 出现失稳临界状态时, 强度分析的屈服区扩展速率已经明显增大, 但尚未急剧增加. 相应的屈服破坏区的范围约占坝体宽度的 40%, 如图 1 所示. 坝体稳定达到临界状态以后, 屈服破坏区范围的扩展速率急剧增加, 用强度分析法给出的即将贯穿上下游坝面的屈服破坏状态作为坝体最终极限状态, 由此得到龙滩碾压混凝土重力坝极限安全储备系数 $K_1 = 2.50$. 从稳定性分析可知, 这时的极限状态已永久地改变了原有的平衡位形. 坝体从正常状态到达最终极限状态的渐进破坏过程(图 1). 对于第二种抗剪强度参数取值方法, 在已知抗剪强度参数初始计算值(或标准计算值)按照 80% 保证率取值的前提下, 根据摩擦系数 f' 和 f_r 的变系数 V_{sf} 较小、凝聚力 c' 和 c_r 的变系数 V_{sc} 较大的特点, 逐步提高计算值的保证率, 这时摩擦系数和凝聚力的计算值将按照不同的比例折减, 进行龙滩碾压混凝土重力坝承载能力的研究. 也就是对于标准而言, 计算分析采用的凝聚力 c' 和 c_r 有较大的折减, 而摩擦系数 f' 和 f_r 只有较小的折减. 同样根据稳定性理论导出的失稳准则, 分别得到临界状态摩擦系数安全储备系数 $K_{cf} = 1.33$, 临界状态凝聚力安全储备系数 $K_{cc} =$

表 2 龙滩碾压混凝土重力坝峰值和残余值抗滑稳定安全系数
Table 2 Peak and residual value of safety factor against sliding of Longtan roller compacted concrete gravity dam

强度取值	坝基面 K_{dp} 和 K_{dr}	RCC1 层面 K_{rsp} 和 K_{rsr}	RCC1 本体 K_{rhp} 和 K_{hr}
峰值抗剪断强度 f' 和 c' 标准值	3.048	3.301	3.897
残余抗剪强度参数 f_r 和 c_r 标准值	2.094	2.108	2.296

2.16 在强度分析失稳临界状态的对比研究中,可以看出坝基面处相应的坝体屈服破坏范围约为坝体宽度的 50%(图 1)。

坝体稳定性达到临界状态以后,屈服破坏区沿着坝基面和碾压混凝土层面的扩展速率急剧增加。这样的现象说明,在 c' 和 c_r 值大幅度折减以后,坝基面和层面的抗剪强度有更为明显的降低,由于凝聚力与抗拉强度有关,层面抗拉强度也相应降低。因此,极限状态屈服破坏区的分布形式,与第一种参数取值方法的研究结果相比,已经有许多不同之处,这样的差异在图 1 中可以见到。第二种参数取值方法的极限状态沿着坝基面和碾压混凝土层面的屈服破坏区加大,坝体其他部位的屈服范围相应有所减小,最终极限状态屈服破坏的危险性加大。龙滩碾压混凝土坝安全储备系数汇总见表 3。

表 3 龙滩碾压混凝土重力坝承载能力安全储备系数

Table 3 Coefficient of safety reserve for ultimate bearing capacity of Longtan roller compacted concrete gravity dam

计算参数取值 方法和保证率	临 界 状 态		极 限 状 态	
同比例折减抗剪强度 参数标准计算值的方法	安全储备系数 $K_c = 1.92$		安全储备系数 $K_l = 2.50$	
	摩擦系数安全 储备系数 $K_{cf} = 1.33$	凝聚力安全 储备系数 $K_{cc} = 2.16$	摩擦系数安全 储备系数 $K_{lf} = 1.40$	凝聚力安全 储备系数 $K_{lc} = 2.52$
	抗剪强度参数计算值 保证率 $P = 97.0\%$		抗剪强度参数计算值 保证率 $P = 97.8\%$	

在承载能力研究中,一方面采用稳定性理论导出的失稳准则进行研究;另一方面采用强度分析失稳临界状态差别方法进行对比分析论证,并与现行规范的方法进行对比。对于第一种抗剪强度参数取值方法,坝体承载能力临界状态安全储备系数 K_c 为 1.92,这一数值低于残余值抗滑稳定安全系数 $K_{dr} = 2.09$,坝体承载能力极限状态安全储备系数 $K_l = 2.50$,它介于峰值和残余值抗滑稳定安全系数 $K_{dp} = 3.05$ 及 $K_{dr} = 2.09$ 之间。对于第二种抗剪强度参数取值方法,由于坝基面和层面抗剪强度和抗拉强度显著降低,坝体承载能力临界状态和极限状态的安全储备系数都低于上述第一种抗剪强度参数取值的相应结果,重力坝的屈服破坏形式和范围也发生变化。因此,在重力坝承载能力的研究中,第一种抗剪强度参数取值方法得到的结果虽有较强的可比性,但由于第二种抗剪强度参数取值方法中临界状态和极限屈服破坏状态出现的危险性加大,更应予以关注。从重力坝承载能力的研究结果来看,根据现行规范设计的重力坝,虽然失稳临界状态的安全储备系数低于传统强度分析方法的残余值抗滑稳定安全系数,但坝体仍有一定的安全储备。极限状态安全储备系数虽然高于上述残余值抗滑稳定安全系数,但由于这是坝体变形过大,对于原始的平衡位形已经属于不稳定的平衡状态。

3 结 语

- a. 龙滩碾压混凝土重力坝非线性应力和承载能力分析采用应变空间表述本构关系的弹塑性理论,考虑碾压混凝土和岩石介质材料应变软化塑性的特点,按照筑坝材料物理和力学强度参数的标准值,分析结果能反映因混凝土和岩石材料损伤和软化导致重力坝系统失稳的物理机制,使分析建立在严谨的力学基础上。
- b. 碾压混凝土变形的横观各向同性性质对坝体应力影响的研究是在材料性能试验以及弹性常数可能变化范围的基础上进行的。考虑碾压混凝土 $E_y/E_x = 0.5 \sim 1.0$,坝体的应力分析成果说明,横观各向同性性质对坝体应力影响很小,但对坝踵和坝趾处的应力数值有一定的影响。
- c. 在龙滩碾压混凝土重力坝承载能力分析中,按照安全储备法的抗剪强度参数取值和坝体荷载增量的加载原则,同时采用稳定性分析和强度分析方法,进行坝体承载能力研究。对于重力坝失稳临界状态研究,以稳定性分析理论为依据,同时对照强度分析中坝体塑性屈服破坏区的扩展范围和扩展速率、变形发展过程(或称平衡路径)出现尖点等现象进行分析。对于重力坝极限承载状态的研究,根据强度分析方法,把即将贯穿上下游坝面的屈服破坏状态,作为坝体的极限状态,从稳定性分析结果可知,这时坝体对于原始的平衡位形,已经处于不稳定平衡状态。承载能力研究的抗剪强度参数取值采用两种方法,第一种方法同比例折减标准值的研究结果有较强的可比性,但第二种方法提高计算值保证率的研究结果,其极限屈服破坏的危险性加大,更应予以关注。

参考文献:

- [1] 季竹林,任旭华,宋瑞平.碾压混凝土的物理力学特性[J].水利水电科技进展,1997,11(6):12—14.
- [2] 潘家铮.重力坝设计[M].北京:水利电力出版社,1987.101—123.
- [3] 殷有泉,范建立.刚性元方法和块状岩体稳定性分析[J].力学学报,1990(5):630—636.
- [4] 殷有泉.固体力学非线性有限元引论[M].北京:北京大学出版社,1987.8—87.
- [5] 任旭华,夏颂佑,张世强.碾压混凝土重力坝失稳破坏机理初探[J].河海大学学报,1997,25(1):73—80.
- [6] 孙恭尧,殷有泉,钱之光.混凝土重力坝承载能力的分析研究[J].水利学报,2001(4):15—20.
- [7] 黄文雄,朱岳明.碾压混凝土结构的非线性应力分析[J].河海大学学报,1997,25(2):90—94.

Stress and bearing capacity analysis for Longtan roller compacted concrete gravity dam

GUO Xu-yuan¹, SUN Gong-yao²

(1. Ertan Hydropower Development Company, LTD, Chengdu 610021, China;

2. Mid-South Design & Research Institute of Hydroelectric Project, State Power Corporation, Hunan 410014, China)

Abstract According to the features of RCC dam construction and softening-plastic property of materials, the stress state of the dam body was analyzed by use of the elastic-plastic finite element method based on the elastic-plastic increment theory formulated in strain space. The stability theory and two different material strength reserve modes were adopted to study the bearing capacity of the gravity dam. The research result is successful in reflection of the physical mechanism of instability of the gravity dam induced by damage and softening of concrete and rock materials.

Key words roller compacted concrete; gravity dam; stress; bearing capacity