水　利　学　报

2023 年 4 月　　SHUILI　XUEBAO　　第 54 卷　第 4 期

文章编号：0559-9350(2023)04-0381-11

重力坝计算与实测坝踵应力差异中扬压力作用研究

张国新[1,2]，程　恒[1]，耿　峻[3]，周秋景[1]，张海龙[3]，丁　宇[3]

（1. 中国水利水电科学研究院，北京　100038；2. 流域水循环模拟与调控国家重点实验室，北京　100038；
3. 中国长江三峡集团有限公司 流域枢纽运行管理中心，湖北 宜昌　443134）

摘要：坝踵应力是评价重力坝安全的重要指标，按无拉应力准则设计的重力坝采用有限单元法分析时往往出现较大的拉应力，但实际工程中未见观测到拉应力的报道，有的甚至出现较大压应力，同时实测应力变幅往往远小于计算值。本文统计了国内外 24 座重力坝观测结果，分析了坝踵应力蓄水前后变化特点，以一典型重力坝断面为例，采用材料力学法和有限元法对坝踵应力进行计算，对比分析了理论坝踵和实测坝踵应力变化规律，重点研究了扬压力对两个坝踵点应力贡献作用，揭示了计算和观测坝踵应力差异的原因之一。结果表明：理论上的坝踵应力是坝踵基岩一侧计入扬压力作用的有效应力，实测坝踵应力则是距基础一定距离、坝体混凝土内部的总应力，两者存在一个与扬压力接近的应力差；按无拉应力准则设计的重力坝，坝内测点不会出现拉应力，最小压应力为 0.5~1.0 倍的上游水头；实测坝踵的有效应力取决于渗流场和孔隙水压力系数（B 系数），该点渗透压力变幅小于上游水头且存在滞后，致使应力变幅明显小于理论坝踵应力变幅；扬压力在理论坝踵和实测坝踵的作用差异是实测与计算坝踵应力差异显著的重要原因之一。

关键词：重力坝；扬压力；坝踵；渗流场；应力

中图分类号：TV311　　**文献标识码**：A　　**doi**：10.13243/j.cnki.slxb.20220581

1　研究背景

限制坝体拉应力是重力坝设计的基本原则之一。早在 19 世纪末，法国的李维（Maurice Levy）在分析 Bocczty 坝的失事原因后提出了著名的李维准则[1]，即：坝体上游面的竖向正应力应保持为压应力，其数值不能小于该点的库水压力。但该准则并没有被各国设计规范采用。我国混凝土重力坝设计规范规定，采用材料力学法按悬臂梁计算坝体应力时，在各种荷载组合下坝踵竖向应力不应出现拉应力，采用有限元法计入扬压力时拉应力区宽度应小于坝底宽度的 0.07 倍[2]。美国、日本等国的规范也采用无拉应力准则[3-4]。

实际设计分析中，按照无拉应力准则设计的重力坝坝踵是最容易出现拉应力甚至拉裂的部位，尤其在采用有限单元法计算时。赵代深等[5]、杨强等[6]、杨清平等[7]以及 G.N.Tandon 等[8]对坝踵应力的分布规律、影响因素及控制标准等进行了研究；于骁中[9]、周家骢等[10]、王修信等[11]和张楚汉等[12]用不同的数值分析方法研究了坝踵的开裂过程及扩展稳定性；厉易生等[13]提出了通过设置坝踵隔离块改善坝踵应力集中、避免坝踵开裂的方法。针对坝踵拉裂问题，有多位学者研究过上游坝面水力劈裂问题[14-17]，当坝踵部位出现裂缝且有压水进入时会出现水力劈裂，贾金生等[15]认为对于 200 m 以上的特高重力坝如仍采用无拉应力准则设计存在一定的安全隐患，建议应考虑水力劈裂的影响，在上游面附近预留一定的压应力储备。所有这些研究都有一个共同的认识，即重力坝坝踵存在拉应力集

收稿日期：2022-07-25；网络首发日期：2023-03-01

网络首发地址：https://kns.cnki.net/kcms/detail/11.1882.TV.20230228.1103.001.html

基金项目：国家重点研发计划项目（2021YFC3090102）；中国长江三峡集团有限公司科研项目（SXSN/4983）

作者简介：张国新（1960-），教授级高级工程师，主要从事水工结构研究。E-mail：zhanggx@iwhr.com

中，可能引起开裂，从而对大坝安全带来不利影响。

但实际上，截止目前很少有重力坝观测到坝踵拉应力。王志远[18-20]对新安江、五强溪、丹江口以及美国方坦那等10余座重力坝观测应力进行了分析，结果表明蓄水后坝踵均处于受压状态，平均竖向压应力在-1.0~-2.3 MPa之间，部分与蓄水前相比压应力反而增加，平均增加-0.28 MPa，且库水位变动对应力影响较小。结论认为“重力坝坝踵基本处于受压状态，蓄水后在垂直方向的压应力不是增加了就是维持原状，迄今为止尚未发现因库水位上升导致坝踵如通常设计所预期的那样使拉应力迅速增长的实例”。钮新强[21]基于三峡应力实测结果，指出泄2#坝段坝踵压应力在蓄水前最大达-5~-6 MPa，蓄水后压应力减小但减小量值在1 MPa以内，远小于材料力学和有限元计算结果，且始终处于较大的受压状态，与王志远[18-20]及其他学者介绍的龚咀[22]、漫湾[23]、丹江口[24]、新安江[25]、江垭[26]以及文献[27-28]等国内外重力坝的观测结果规律一致。

对于坝踵应力这种规律的形成原因，王志远[19]认为主要是蓄水后混凝土的湿胀、坝体降温、基础灌浆等因素所致。国外学者在萨扬舒申斯克水电站坝踵离上游面不同距离处埋设了专门的湿度计，实测蓄水前后上游坝面混凝土含水率增加1.5%[20]，计算出坝面的湿胀压应力达-1.77 MPa[20]。樊明哲[29-30]以黄龙滩、白水峪重力坝为对象，研究了湿胀变形对坝踵应力的影响，认为蓄水后混凝土的湿胀变形是坝踵压应力增长的主要来源。彭虹[31]也认为混凝土湿胀对压应力有较大贡献。长江科学院的研究结果表明[32]，绝湿状态下混凝土受到水分侵入时，可产生大约20×10^{-6}的应变，若取三峡工程$C_{90}25$混凝土弹性模量为25 GPa计算，可产生0.5 MPa的压应力，由于坝体内部混凝土可近似绝湿状态，可以推断湿胀应力主要出现在大坝表面，不是实测压应力偏大的主要原因。张国新等[33]分析了特高拱坝坝踵应力的实测结果与计算结果的差异，认为坝踵仪器埋设位置、应力/应变仪器的局限性及设计中未计入的部分温度荷载是造成差异的主要原因，同时扬压力是以渗透压力的形式主要作用于坝体底部，可减小基础及混凝土之间的有效应力，也是影响坝踵应力的因素之一，但对位于坝体内部测点的实测应力影响有限。周建平等[34]以小湾拱坝为例比较了坝踵实测应力和计算应力的差距，提出增加压应力观测、以有效应力为观测指标的建议。温立峰等[35]、李明超等[36]、王立成等[37]和张国新等[38]研究了水对大坝变形、应力及稳定的影响。

重力坝扬压力的研究已有一个多世纪的历史，众多学者，包括我国的张光斗[39]、潘家铮[40]、朱伯芳[41]、刘世康[42]等都研究过这个问题，金峰在文献[43]中进行了较为详细的综述分析。目前将岩石和混凝土视为孔隙介质，采用广义有效应力原理计算应力，B系数取为$B=1-Cs/C=1-K/Ks$的算法得到了多数学者的支持，梁通等[44]推导了基于广义有效应力原理的渗透力有限元方程并计算了取不同B系数时对坝体应力的影响。

B系数的不同取值代表渗透力不同的作用强度，考虑基岩被构造面切割且渗透性好，一般取$B=1$，混凝土的B在0~1之间，取$B=0$时渗透压力以面力的形式作用坝底，即面扬压力(规范扬压力的算法等价于$B=0$)，当$B=1$时为渗透体积力。混凝土有效应力按广义有效应力公式计算。混凝土的B系数，早些年一般认为接近1，近些年一些观测和研究倾向于0.5~0.6[43]，金峰等[43-44]的研究认为：“当基岩和混凝土的B值不同时，在坝体和地基的交界面存在面力形式的水压力”。采用有限单元法计算渗流场，进而按广义有效应力原理计算渗透荷载时，即可反映这种面力作用。

重力坝坝踵是一个应力状态非常复杂的部位，应力状态除受水压、自重和扬压力影响外，还受整体温度荷载、坝踵附近的温湿度变化、渗透压力、孔隙水压力、坝踵与基础材料特性的非均质性、材料的非线性等因素影响，多数因素规范方法无法考虑。在规范方法计入的荷载中扬压力作用于坝体底面，默认坝踵是坝底面上游侧，而坝踵观测点一般设置在离坝底和上游面一定距离的混凝土内部，理论坝踵和观测坝踵的位置差异，直接影响扬压力对坝踵应力的贡献。

本文以一座200 m高重力坝为例，以典型剖面为分析对象，采用规范方法和有限元方法，以设计扬压力分布与不同的扬压力作用形式(面力、不同B系数的渗透力)，研究扬压力对两种坝踵位置应力的贡献，分析理论坝踵和实测坝踵的应力变化规律，揭示计算坝踵应力和实测坝踵应力差异中的扬压力影响。

2 典型重力坝实测坝踵应力分析

2.1 国内外重力坝坝踵应力观测结果 王志远[18-20]介绍了国内外十几座重力坝坝踵应力观测结果，本文进一步收集了相关数据，对实测坝踵应力略作补充，汇总于表1。由表可以得出几点认识：(1)蓄水后所有坝的坝踵应力全部为压应力，并未观测到所担心的坝踵拉应力；(2)接近半数的坝在蓄水后实测最大压应力增长了，表中列的24座坝中有13座坝蓄水后最大压应力大于蓄水前，8座坝蓄水后最大压应力小于蓄水前，3座坝蓄水后应力变化量未知；(3)24座坝中，国内有龚嘴、漫湾两座坝及近期建成的向家坝、黄登、丰满三座坝，国外苏联的乌斯特伊里姆斯克、布拉茨克和日本的长井坝等共8座坝蓄水后随水位提高坝踵压应力减小，符合重力坝蓄水前后应力变化的一般规律，即水位抬升压应力减小、水位下降压应力增大，其他的均不符合这一规律；(4)近期建成的向家坝、丰满、黄登等重力坝蓄水后坝踵竖向压应力有所减小，但高水位仍为较大的压应力，应力随水位变化的幅度在0.5 MPa以内，小于计算值。

表1 国内外重力坝坝踵竖向应力的实测结果

序号	坝名	坝高/m	蓄水前应力/MPa	蓄水后应力/MPa
1	江垭	134.0	-1.93	-3.47
2	柘溪	104.0	+0.27	-0.55~-3.23
3	三门峡	106.0	+1.15	-3.00~-5.00
4	新安江	105.0	-2.50	-3.20
5	刘家峡	147.0	+1.50	-0.88
6	云丰	113.7	-0.70	-0.90
7	潘家口	107.5	-1.00	-0.60~-1.50
8	黄龙滩	107.0	-2.74	-2.50~-3.70
9	五强溪	85.8	-2.64	-2.25~-3.85
10	丹江口	97.0	-0.42~-1.29	-0.69~-1.38
11	湖南镇	129.0	-1.50	-0.50~-2.60
12	龚嘴	88.5	-2.60	-1.10~-2.00
13	漫湾	132.0	-1.64	-0.68~-0.89
14	枫树坝	95.4		-4.00~-5.00
15	水口	101.0		-0.71~-1.05
16	畑雉坝(日本)	125.0	-1.40	-1.50~-2.80
17	克拉斯诺雅尔斯克(苏联)	124.0	-1.50	-0.70~-2.00
18	乌斯特伊里姆斯克(苏联)	105.0	-3.20	-0.90
19	布拉茨克(苏联)	125.0	-3.30~-4.00	-0.80~-2.00
20	长井坝(日本)	91.0	-1.00	-0.15~-0.70
21	方坦那(美国)	146.0		比设计大-2.00
22	丰满	91.7	-3.52~-2.78	-3.13~-2.32
23	向家坝	162.0	-1.70	-1.40~-1.10
24	黄登	203.0	-4.00	-3.69

注：拉应力为“+”，压应力为“-”。

2.2 三峡重力坝坝踵应力观测结果 三峡重力坝坝顶高程185.0 m，正常蓄水位175.0 m，最大坝高181.0 m，是我国最高的常态混凝土重力坝。水库2003年开始蓄水，2010年蓄至正常蓄水位175.0 m，其后水位在145.0~175.0 m之间变化，至今已经历13个水位变化周期。选取泄2#和左厂14#两个坝段对实测应力进行分析，两个坝段在坝踵、坝趾部位均埋设了5向应变计组，其中坝踵采用的是差阻式应变计，坝趾埋设的是振弦式应变计。坝踵测点距坝底5.0 m、距上游面2.0 m，坝趾测点距坝底2.0~3.0 m、距下游面2.0 m。表2为实测应力结果，图1给出了泄2#坝段的实测坝踵应力过程线。可以看

出：(1)蓄水前两个坝段的坝踵、坝趾竖向均处于受压状态，泄 2#和左厂 14#坝段坝踵应力分别为 -6.01 和-3.78 MPa；坝趾应力分别为-0.86 和-0.61 MPa，坝踵压应力远大于坝趾；(2)库水位由 78.9 m 第 1 次抬升至正常蓄水位 175.0 m 时，坝踵竖向压应力有所减小，泄 2#和左厂 14#坝段拉应力增量分别为 0.96 和 1.27 MPa，坝趾竖向压应力有所增大，压应力增量分别为-1.87 和-0.65 MPa，应力变化符合一般规律；(3)在水库运行过程中，水位在 145.0~175.0 m 之间变动，泄 2#和左厂 14#坝段坝踵应力分别在-5.43~-6.24 和-2.59~-3.16 MPa 之间变化，水位抬升压应力减小，水位降低压应力增大，符合一般规律；(4)图 2 为泄 2#坝段坝踵水位抬升时实测与计算竖向拉应力增量对比，水位由 145.0 m 抬升至 175.0 m 时，计算结果为拉应力增量 1.29 MPa，实测为 0.74 MPa，实测拉应力增量明显小于计算值，差异明显。

表 2　三峡重力坝泄 2#坝段与左厂 14#坝段坝踵、坝趾竖向应力的实测结果

时间	库水位/m	泄 2#坝段		左厂 14#坝段	
		坝踵/MPa	坝趾/MPa	坝踵/MPa	坝趾/MPa
2003/5/21(蓄水前)	78.90	-6.01	-0.86	-3.78	-0.61
2003/7/16(蓄水后)	135.06	-5.34	-1.89	-3.05	-0.91
2010/10/26(蓄水后)	175.00	-5.05	-2.73	-2.51	-1.26
2011/8/19(蓄水后)	146.41	-5.93	-2.10	-3.19	-1.05
2011/10/19(蓄水后)	174.16	-5.08	-2.71	-2.63	-1.33
2014/6/19(蓄水后)	148.06	-6.24	-2.12	-2.97	-1.22
2014/10/27(蓄水后)	174.68	-5.43	-2.55	-2.59	-1.42
蓄水前后变幅	56.16~96.10	-0.23~0.96	-1.03~-1.87	0.59~1.27	-0.3~-0.81

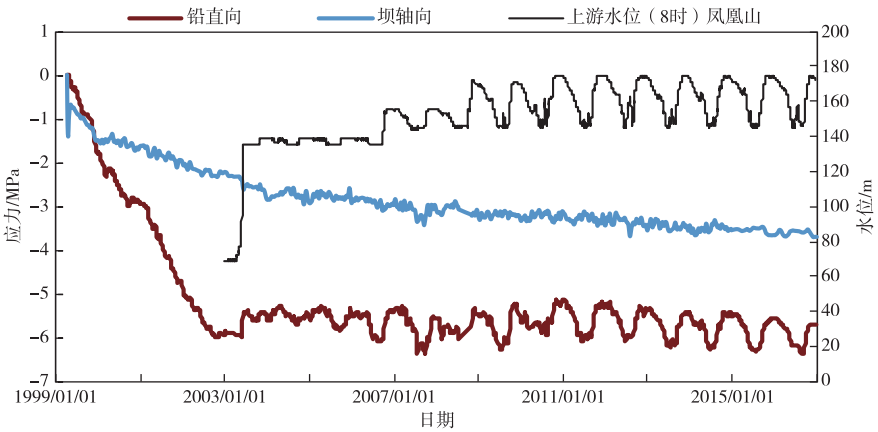


图 1　三峡泄 2#坝段实测坝踵应力(拉为正)

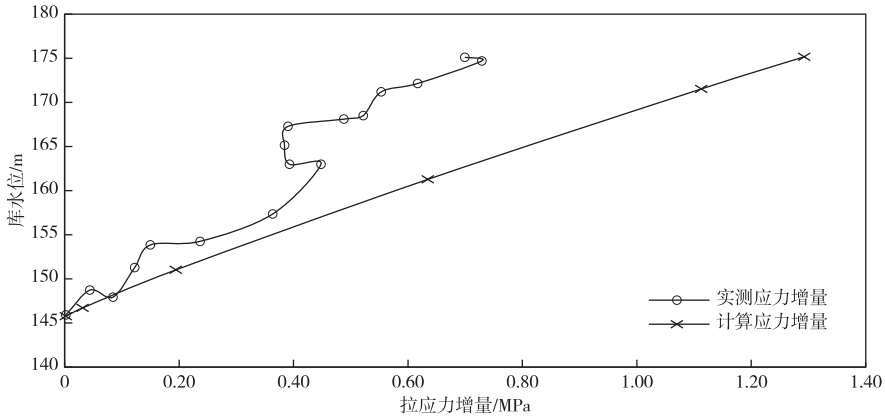


图 2　三峡泄 2#坝段水位抬升过程中坝踵实测与计算拉应力增量比较(拉为正)

3 扬压力作用下实测坝踵与理论坝踵的计算应力差异

3.1 理论坝踵与实测坝踵的差别 理论上坝踵为坝底面上游侧，采用有限单元法、材料力学法计算坝体应力时，均取该点的应力作为坝踵应力。我国重力坝设计规范规定[2]："采用材料力学法计算坝体应力时，运行期在各种荷载组合下(地震荷载除外)，坝踵垂直应力不应出现拉应力。"一般情况下，采用材料力学法计算按无拉应力准则设计重力坝，采用线弹性有限元方法计算时会在坝踵处有应力集中，在高水位工况坝踵会出现拉应力，因此，重力坝设计规范规定："有限元法计算的坝基应力，其上游面拉应力区宽度，宜小于坝底宽度的 0.07 倍或小于坝踵至帷幕中心线的距离。"

由于坝踵处应力条件复杂、应力变化梯度大，因此应力应变观测时，观测点要避开实际的坝踵部位，《混凝土坝安全监测技术规范 DL/T 5178》[45]规定："水平监测截面宜距坝底 5 m 以上""监测坝体应力的应变计(组)与上下游面的距离宜大于 1.5~2.0 m"。三峡泄 2#坝段的坝踵应变计组就布置在距坝底 5 m、上游面 2 m 处，如图 3 所示。

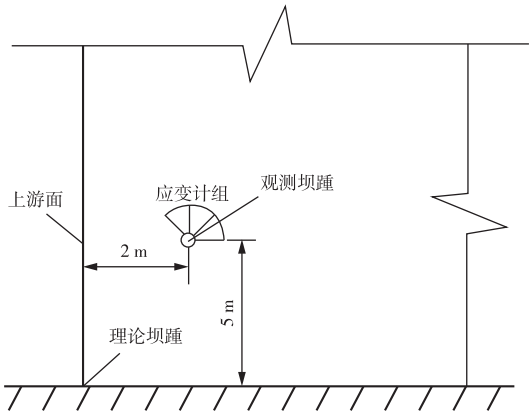


图 3 坝踵应变计组的埋设位置

3.2 扬压力作用下不同坝踵位置的应力差异—材料力学法 坝踵应力测点布置在距坝底和上游面一定距离的坝体内部，避开了应力状态复杂的坝踵应力集中部位，有利于得到稳定的应力测值。我国重力坝设计规范规定，在进行重力坝应力计算时，需计入两种荷载，即自重和水压，其中水压作用于坝体上、下游面，同时要考虑计算断面的扬压力，如图 4 所示。图中：G 为自重荷载；P 为上游水压荷载；P' 为下游水压荷载；S 为淤沙荷载；T 为建基面的剪力；N 为建基面上的法向力；M 为建基面上的弯矩。根据设计荷载包括扬压力求出计算断面的内力 N、M，则坝踵、坝趾的竖向应力按式(1)计算：

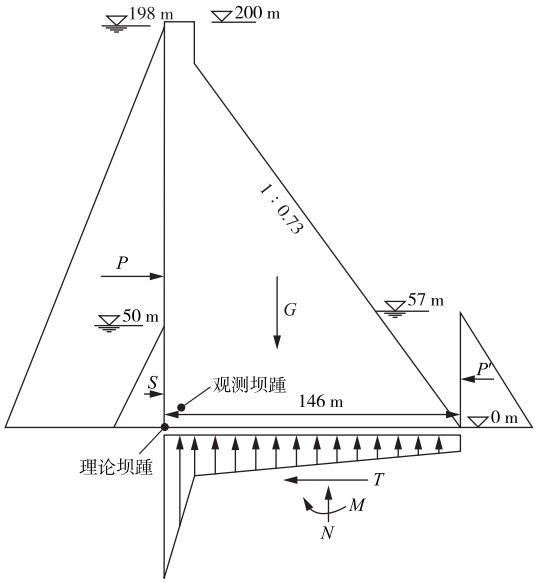


图 4 典型重力坝剖面及应力计算简图

$$\begin{matrix}\sigma_u \\ \sigma_d\end{matrix}=\frac{N}{B}\pm\frac{6M}{B^2} \tag{1}$$

式中：σ_u 为坝踵竖向应力；σ_d 为坝趾竖向应力；B 为计算断面底宽。

按照重力坝设计规范中应力计算的假定，扬压力作用于坝体底面，即坝-基交界面的上侧。扬压力的作用会使有效应力在交界面上下侧产生突变，对于交界面的上侧(坝体侧)，扬压力会对其产生法向压应力增量，而对于交界面的下侧(基岩侧)，扬压力会减小其法向压应力，引起竖向拉应力增量，如图 5 所示。按照重力坝设计规范中式(1)计算得到的坝踵、坝趾的

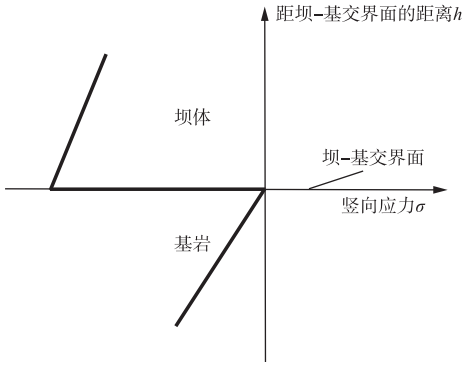


图 5 坝-基交界面上、下竖向有效应力分布示意

竖向应力 σ_u、σ_d 为考虑了扬压力上托作用之后的坝-基交界面下侧的应力，即交界面处的有效应力。

以图 4 所示的重力坝剖面为例，分别采用材料力学方法和有限元方法进行坝体应力计算，进一步分析测点位置对考虑扬压力作用后坝踵应力的影响。

采用材料力学方法计算时，考虑坝体自重荷载、上下游水压荷载、淤沙压力以及扬压力，上游水位分别取 0、150、198 m 进行计算，淤沙高程为 50 m，下游水位为 57 m，坝体混凝土密度取 2.40 t/m^3，坝底距坝踵 15 m 下游处的扬压力折减系数取为 0.25。按照式(1)计算大坝底部断面($z=0$ m)、距坝基 5 m 断面($z=5$ m)的应力。表 3 给出了不同水位下理论坝踵与观测坝踵(距上游面 2 m，距建基面 5 m)3 个点的竖向计算应力。由表可以看出，大坝蓄水前，在自重作用下理论坝踵竖向应力为-4.86 MPa，随着水位抬升，压应力逐渐减小，当水位抬升到 198.0 m 时，理论坝踵下侧应力为0.0 MPa，但上侧仍有-1.16 MPa 的竖向应力，即当扬压力作用于坝底，按零拉应力准则设计的重力坝在最高水位时理论坝踵坝体内部为-1.16 MPa 的应力，与观测坝踵部位竖向应力的-1.17 MPa 接近。

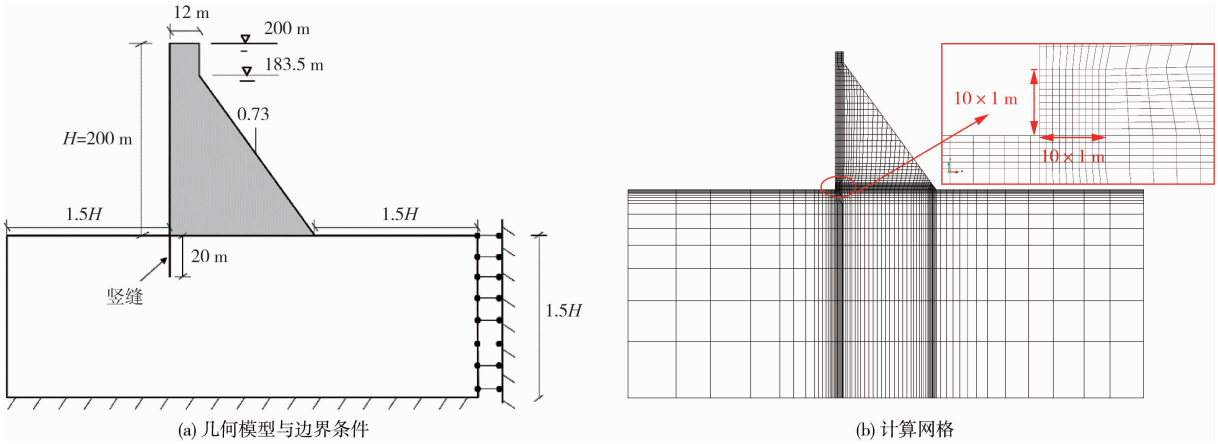
表 3　不同水位下理论坝踵与观测坝踵的竖向计算应力对比(有效应力)

水位/m	理论坝踵竖向应力/MPa		观测坝踵竖向应力/MPa
	基岩侧	坝体侧	
0	-4.86	-4.86	-4.76
150	-2.26	-3.22	-3.15
198	0.00	-1.16	-1.17

3.3　扬压力作用下不同坝踵位置的应力差异—有限元法　材料力学法计算重力坝应力时遵循平截面假定，即假定计算断面变形时始终保持为平面，这时计算应力分布为直线，与实际状态存在差异，有限元法结果更能反映实际情况。根据图 4 所示重力坝计算剖面建立网格模型(见图 6)，在坝踵将网格做了适当加密，单元尺寸为 1.0 m×1.0 m。为消除坝踵折角引起的应力集中，在坝踵上游基岩设置了一条竖缝。计算参数见表 4。扬压力作用于坝体底面。节点应力计算采用高斯点应力外延后绕节点平均求得，坝底交界面上、下侧应力分别采用坝体单元、基础单元平均。

表 4　有限元计算参数

名称	取值
混凝土密度/(t/m^3)	2.40
上游水位/m	198.0
淤沙高程/m	50.0
下游水位/m	57.0
混凝土弹性模量/GPa	24.0
混凝土泊松比	0.17
基岩弹性模量/GPa	20.0
基岩泊松比	0.20



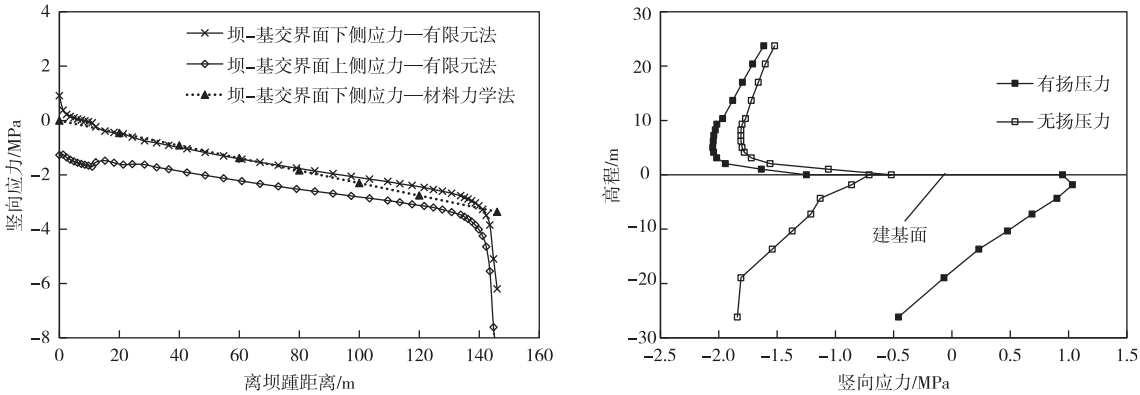
(a) 几何模型与边界条件　　(b) 计算网格

图 6　计算模型

图 7(a)绘制了竖向有效应力沿坝底的分布曲线，图中给出的 3 条曲线分别是材料力学法结果和坝-基交界面上测、下侧的有限元计算结果。可以看出，按材料力学方法计算的坝踵竖向应力为 0.0 MPa，有限元计算结果在坝底面出现跳跃，即坝踵坝体一侧为-0.37 MPa 的应力，基岩一侧为

2.08 MPa 的拉应力。除坝踵、坝趾部位外，基岩一侧材料力学法与有限元法计算应力基本相同。由于扬压力作用在坝底面，对坝体有“上托”作用，从而在基岩一侧产生拉应力增量，在坝体一侧产生压应力增量，两者从上游到下游普遍存在一个应力差，坝踵部位相差 2.45 MPa，形成了基岩一侧为拉、坝体一侧为压的应力分布。

图 7(b)绘制了坝上游面沿高程方向的竖向有效应力分布。可以看出，不管是否考虑扬压力，在坝踵处基岩和坝体应力都有突变，而扬压力作用使这种突变明显增大。当不考虑扬压力时两者的应力差为 0.61 MPa，考虑扬压力时应力差可达 2.20 MPa。不管是否考虑扬压力，离建基面 5 m 处上游坝面都为压应力，压应力在−2.0 MPa 左右，距上游坝面 2.0 m 的观测坝踵位置的竖向压应力为−1.74 MPa。由于在坝踵处基岩内设置了一条竖向缝，观测坝踵距实际坝踵又有一定的距离，坝踵应力集中的影响基本可以消除，可以认为−1.74 MPa 的竖向应力反映了此处应力的实际情况，即按坝踵无拉应力准则设计的 200 m 高重力坝，实测位置为接近−2.0 MPa 的压应力。这可以部分解释目前为止的重力坝实测应力未见拉应力、多数为与作用水头接近的压应力的原因。



(a) 竖向应力沿坝-基交界面分布　　(b) 坝上游面竖向应力沿高程分布（扬压力影响）

图 7　计算竖向应力沿建基面及高程分布

3.4　坝踵测点位置对应力变化幅度的影响　假定水库自 2005 年 12 月开始蓄水，2006 年 7 月蓄水至 135 m，10 月至 165 m，随后水位在 150~198 m 之间周期性变化，如图 8 中的水位过程线所示。按照 3.3 节的计算模型与参数，采用有限元法计算水位变化条件下坝体应力的变化过程。

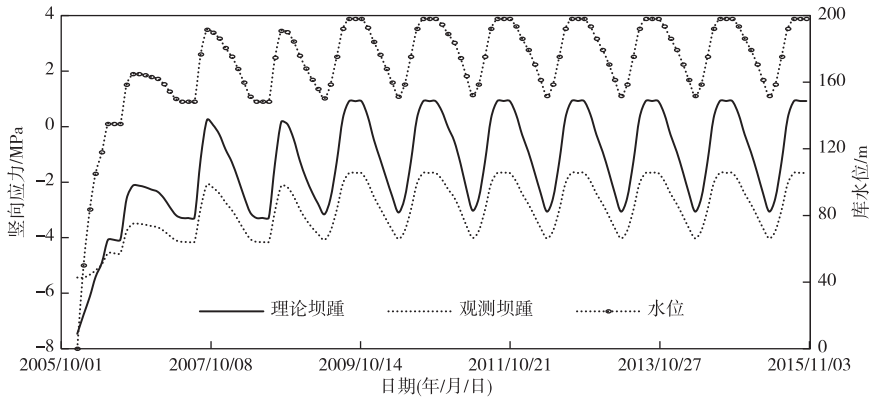


图 8　变化水位条件下不同坝踵测点的竖向应力变化过程

图 8 给出了理论坝踵和实测坝踵的竖向应力变化过程。由图可见，在周期性变化的库水压作用下，理论坝踵的竖向应力在−3.16~0.92 MPa 之间周期变化，应力变幅为 4.08 MPa，最大拉应力为 0.92 MPa；观测坝踵的竖向应力在−4.03~−1.67 MPa 之间周期变化，应力变幅为 2.36 MPa，仅为理论坝踵应力变幅的 54%，且无拉应力产生，最小压应力与上游最高水位对应。对比图 1 可以看出，理论坝踵和观测坝踵的计算水压应力增量都远大于实测值，但观测坝踵的应力增量小于理论坝踵，且随水

位波动的变化幅度小。这个结果部分解释了已有重力坝蓄水后坝踵实测应力变幅偏小的原因。

4　以渗流场方式考虑扬压力作用时坝踵测点应力差异

上述分析中上下游水压与坝基扬压力均按面荷载形式施加。混凝土为多孔连续介质且具有渗透性，水压长期作用后会从面力作用逐渐转化为渗透体积力或孔隙水压力作用[46]。渗透体积力分布取决于两个因素：1)渗透梯度，取决于渗径的长度和材料的渗透性能，渗径越短，材料的抗渗性越好，渗透梯度越大，极端情况渗透力集中在水压作用面附近，接近于面力作用，可用面力等价；2)孔隙水压有效应力系数，即孔隙介质中的孔隙水压力转换成有效体积力的系数，也称为 B 系数[47]，该系数与介质的孔隙率、孔隙连通性能密切相关。不同岩石的 B 系数在 0.2~0.8 之间[48]，文献[31，48]给出的混凝土的 B 系数为 0.84~0.88。利用渗流分析方法得到坝基、坝体的渗流场，利用 B 系数法计算孔隙水压力影响[49-50]，分析渗流场对坝体变形和应力的影响。取图 4 所示的典型重力坝，考虑防渗帷幕、坝基、坝体排水孔等渗控措施，排水孔幕采用朱伯芳院士等[51]提出的“夹层代孔列法”，计算模型见图 9。渗流计算边界条件为，上游库盆和坝面为上游水位，下游坝面和基岩面为下游水位，为了保证坝基扬压力图形与设计一致，坝基按设计扬压力分布给定水位边界条件。坝体混凝土抗渗等级取 W10，各材料分区渗透系数见表 5。

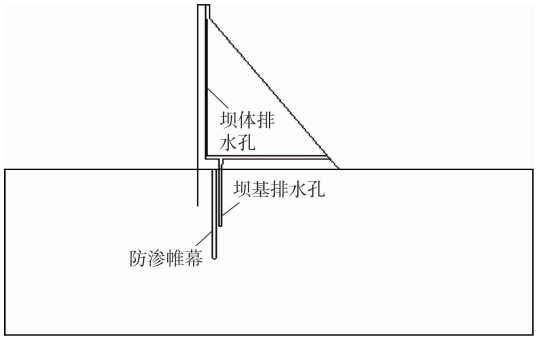


图 9　重力坝-地基系统有限元渗流-应力耦合计算模型

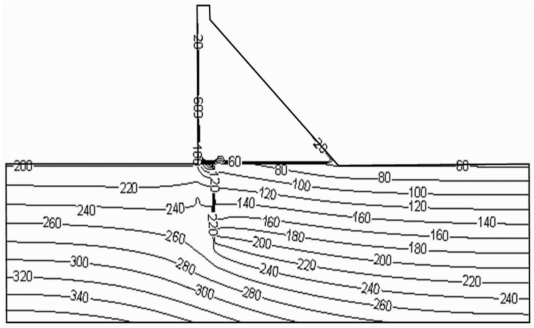


图 10　198 m 水位下恒定渗流场压力分布等值线(单位：m)

图 10 给出了 198 m 水位下大坝与基础渗透压力(孔隙压力)等值线图，基础的上下游端渗压等值线接近水平分布，约等于库水位与各处位置水位之差。基础防渗帷幕和排水孔列作用明显，帷幕上下游总水头呈间断分布，防渗帷幕后坝基渗压明显减小。坝底面压力分布与给定扬压力水头一致。坝体上游 6 m 深度范围以内孔隙压力受库水入渗影响，呈较大水力梯度，渗压沿坝高自上而下逐渐增大，理论坝踵部位的渗压水头为 198 m，观测坝踵部位的渗压水头为 166 m。在上游排水孔列以下、基础排水孔以上的坝体内部渗压接近零。由这种形式的渗透压力分布可以预见，渗透荷载主要集中于上游坝面附近和坝底附近的小范围内。

表 5　各材料分区渗透系数

分区	渗透系数/(m/d)
坝体	1.53×10^{-6}
基础	2.13×10^{-2}
防渗帷幕	8.64×10^{-3}
坝体排水	2.82×10^{2}
坝基排水	2.82×10^{2}

按孔隙水压力方式计算水的作用时，B 系数的取值会对计算结果有较大影响。本文基础岩体的 B 系数取 1.0，坝体混凝土取 0.3~0.9，计算坝体应力变化，对比分析 B 系数敏感性，重点分析坝基面和观测坝踵所在断面的应力分布。

表 6 给出了不同 B 系数时理论坝踵和实测坝踵的竖向应力，理论坝踵应力受坝体 B 系数影响很小，B 系数从 0.3 增大至 0.9，拉应力从 1.21 MPa 减小至 1.01 MPa，仅减小 0.20 MPa。实测坝踵竖向应力随着 B 系数增大从-1.27 MPa 减小到-0.45 MPa，始终呈受压状态。

表 6　不同 B 系数时的坝踵竖向有效应

B 系数	理论坝踵/MPa	实测坝踵/MPa
0.3	1.21	-1.27
0.5	1.14	-0.99
0.7	1.08	-0.72
0.9	1.01	-0.45

图 11 给出了 B 系数取为 0.5 时沿建基面和实测坝踵断面有

效竖向应力的分布。在建基面上游距坝踵 4.2 m 范围内存在拉应力，坝踵处最大拉应力为 1.14 MPa。观测断面的应力分布形式与建基面略有不同，在上游侧存在一个“反弯”分布，即靠近上游面为较大的压应力，往坝体内压应力逐渐减小，在距上游面 5.0 m 处出现峰值，为-0.86 MPa 的压应力，随后压应力又逐渐增大。分析原因，这与扬压力向上作用于坝底，且呈上游大下游小的梯形分布有关。

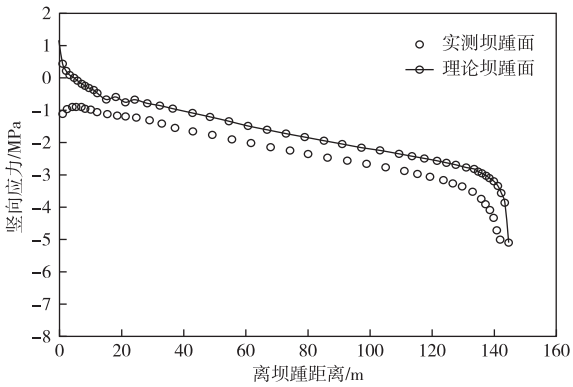


图 11　竖向有效应力沿理论坝踵截面及实测坝踵截面的分布曲线

对比图 7 和图 11，不管采用什么算法，观测坝踵断面的竖向应力与理论坝踵断面相比，都有一个压应力差，当理论坝踵有近 1.0 MPa 的拉应力时，实测坝踵仍有一定量的压应力。按渗流场孔隙水压力计算扬压力作用时，建基面的竖向拉应力小于按面力考虑，差值取决于 B 系数，当取 B 系数为 0.5 时，计算坝踵拉应力比按面力考虑小 0.94 MPa。

5　结论

坝踵拉应力是重力坝设计中需要避免的应力状态，但是从目前为止收集到的观测资料来看，并未观测到坝踵拉应力，有的坝观测到较大的压应力，且实测坝踵应力随水位变动的幅度远小于计算值。本文针对混凝土重力坝观测结果与计算结果差异显著的问题进行研究，介绍分析了包括我国三峡在内的国内外 25 座重力坝实测坝踵应力特点，提出了理论坝踵和实测坝踵的概念，采用不同计算方法研究了扬压力荷载对两个坝踵竖向有效应力的贡献，部分解释了实测坝踵压应力大且变幅小的原因。主要有得到如下几点认识：(1)坝踵应力观测仪器埋设在距坝底 5 m，距上游面 1.5~2 m 的坝体内部，此处为观测坝踵，与理论坝踵的位置不同，这是难以观测到拉应力的重要原因之一。(2)坝踵应力计算时假定扬压力作用于坝底表面，得到的应力是扬压力作用面以下基岩的有效应力，而扬压力不会在观测坝踵断面带来拉应力增量，将坝体作为连续介质进行应力计算时，实测坝踵较理论坝踵存在一个与扬压力接近的压应力差，致使实测坝踵应力为一定程度的压应力，同时实测应力随水位变化的幅度远小于理论坝踵的计算值。(3)混凝土为孔隙连续介质，水对变形和应力的影响符合广义有效应力原理，其作用程度取决于 B 系数。基岩由于节理裂隙的存在，B 系数可取 1.0，混凝土的 B 系数资料较少，需要试验确定。本文进行的敏感性计算表明，观测坝踵的应力受 B 系数的影响较大，大致呈线性关系，B 系数越小越接近面力作用，有效压应力越大。(4)坝踵处以坝底面为界，存在应力突变，拉应力出现在基岩一侧，考虑到基岩抗拉强度低于混凝土，坝踵处如果出现拉裂则会出现在基岩中。(5)观测和计算结果均表明，按无拉应力准则设计的重力坝坝体混凝土一侧一般为压应力，观测坝踵的最小压应力为 0.5~1.0 倍的上游水头，坝体内因竖向拉应力超标出现拉裂的可能性较小，但可因坝轴向收缩拉应力超标，上游面出现竖向裂缝，进一步因水力劈裂作用向坝内扩展。

高混凝土坝踵承受着高孔隙水压力，其有效应力取决于 B 系数，目前对混凝土 B 系数的研究较少，需要进一步实验研究。混凝土中的孔隙水由非饱和到饱和，再由低孔隙水压到高孔隙水压的变化，混凝土如何变形又如何影响到细宏观受力，是需要进一步研究的另一个问题。

参　考　文　献：

[1]　潘家铮. 重力坝设计[M]. 北京：水利电力出版社，1987.

[2]　水利部水利水电规划设计总院. 混凝土重力坝设计规范：SL 319—2018[S]. 北京：中国水利水电出版社，2018.

[3]　US Army Corps of Engineers. Gravity Dan Design：EM 1110-2-2200[M]. Washington D C：Department of the

Army, US Army Corps of Engineers, 1995.
[4] 多目的なダムの建設. 日本財団法人ダム技術センター：第 4 卷[M]. 昭和 62 年版. 1987.
[5] 赵代深，郑玉琨. 地基条件对重力坝坝体应力的影响[J]. 水力发电，1981(10)：11-16.
[6] 杨强，肖平，周维垣. 坝踵区岩体非均质性对重力坝坝踵应力的影响[J]. 水力发电学报，2007，26(3)：34-38.
[7] 杨清平，李俊杰. 重力坝坝踵主拉应力区分布规律的探讨[J]. 水利学报，2000(4)：64-68.
[8] TANDON G N，VARSHNEY R S. Tensile stresses around the heel of solid gravity dams and world's highest cored gracity lakhwar dam[C]//The Proceedings of the 13th General Assembly of the International Commission on Dams. New Delhi，1979.
[9] 于晓中. 岩石和混凝土断裂力学[M]. 长沙：中南工业大学出版社，1991.
[10] 周家聰，于骁中. 混凝土梯形坝坝踵断裂研究[J]. 水利学报，1989(3)：59-65.
[11] 王修信，潘家铮，夏颂佑. 重力坝坝踵断裂扩展模拟方法[J]. 河海大学学报(自然科学版)，1991，19(5)：55-60.
[12] 张楚汉，冯令民. 用边界元法研究重力坝坝踵裂缝的稳定性[J]. 水利学报，1988(7)：45-52.
[13] 厉易生，杨波，张国新. 消除混凝土坝坝踵拉应力集中的一种结构措施——设置坝踵块[J]. 水力发电，2008，34(6)：59-61.
[14] SLOWIK V，SAOUMA V E. Water pressure in propagating concrete cracks[J]. Journal of Structural Engineering，2000，126(2)：235-242.
[15] 贾金生，汪洋，冯炜，等. 重力坝高压水劈裂模拟方法与特高重力坝设计准则初步探讨[J]. 水利学报，2013，44(2)：127-133.
[16] 沙莎，张国新. 基于应力-渗流-损伤耦合模型的重力坝三维水力劈裂数值模拟[J]. 中国水利水电科学研究院学报，2020，18(1)：1-11.
[17] 甘磊，吴健，马泽锴. 高混凝土重力坝坝踵裂缝水力劈裂特性分析[J]. 水利水电科技进展，2020，40(6)：23-27.
[18] 王志远. 重力坝的实测坝踵应力及原因分析(1)[J]. 大坝观测与土工测试，2000(6)：14-17.
[19] 王志远. 重力坝的实测坝踵应力及原因分析(2)[J]. 大坝观测与土工测试，2001，25(1)：4-6.
[20] 王志远. 重力坝的实测坝踵应力及原因分析(3)[J]. 大坝观测与土工测试，2001，25(2)：1-3.
[21] 钮新强. 三峡高重力坝技术实践综述[J]. 水科学进展，2013，24(3)：442-448.
[22] 李光宗. 龚咀重力坝实测应力分析[J]. 水利学报，1982(12)：21-27.
[23] 凌川，冯兴常. 漫湾水电站工程大坝安全监测成果分析[J]. 云南水力发电，1996(2)：81-91.
[24] 李旦江，吴惠芳. 丹江口大坝内部实测性态几个典型问题的分析[J]. 人民长江，1991，22(4)：49-56.
[25] 彭虹，李永炜，刘爱光. 新安江大坝实测温度及应力分析[J]. 大坝观测与土工测试，1989，13(2)：3-8.
[26] 刘宇利，黄立波，杨威. 江垭大坝应力应变监测资料分析[J]. 大坝与安全，2011(4)：23-27.
[27] 竺慧玲. 苏联几座重力坝的静力工作观测成果(1)[J]. 大坝与安全，1989(21)：116-138.
[28] 竺慧玲. 苏联几座重力坝的静力工作观测成果(Ⅱ)[J]. 大坝与安全，1989(22)：136-154.
[29] 樊明哲. 黄龙滩大坝坝踵压应力增长原因分析[J]. 大坝观测与土工测试，2000，24(6)：35-37.
[30] 樊明哲. 湿胀变形对白水峪大坝坝踵应力变化的影响[J]. 水电自动化与大坝监测，2006，30(2)：58-60.
[31] 彭虹. 有渗透水作用时混凝土坝的实测应力分析[J]. 水电自动化与大坝监测，2012，36(3)：39-43.
[32] 长江科学院. 三峡工程高水头作用下电阻应变计在水下混凝土中的工作特性影响研究(研究报告，Ⅱ2013270CL)[R]. 武汉：长江科学院，2013.
[33] 张国新，周秋景. 高拱坝坝踵应力实测与弹性计算结果差异原因分析[J]. 水利学报，2013，44(6)：640-647.
[34] 周建平，杜小凯，张礼兵，等. 高拱坝坝踵应力实测与计算的比较研究[J]. 水力发电学报，2017，36(12)：87-94.
[35] 温立峰，李炎隆，柴军瑞. 坝基混凝土防渗墙力学性状的统计分析[J]. 水利学报，2021，52(2)：241-254.
[36] 李明超，冯达，张梦溪，等. 碾压混凝土层间水分非饱和传输试验与数值分析[J]. 水利学报，2022，53(1)：86-97.
[37] 王立成，穆林钧，邹凯. 裂缝对混凝土中水分传输影响研究进展[J]. 水利学报，2021，52(6)：647-659.
[38] 张国新，钮新强，雒翔宇，等. 重力坝加高的应力和稳定计算方法及控制标准研究[J]. 水利学报，2022，53(4)：392-402.

[39] 张光斗. 混凝土重力坝的渗透压力[J]. 水利学报，1956(1)：59-70.
[40] 潘家铮. 论不稳定水头下的坝体扬压力问题[J]. 水利学报，1958(3)：90-111.
[41] 朱伯芳. 渗透水对非均質重力坝应力状态的影响[J]. 水利学报，1965(2)：50-54.
[42] 刘世康. 试论重力坝的渗透压力应力分析[J]. 水利学报，1959(5)：69-85.
[43] 金峰，梁通. 扬压力问题存在的分歧及最新进展[J]. 水力发电学报，2009，28(3)：62-68.
[44] 梁通，金峰. 基于广义有效应力原理的混凝土坝分析[J]. 水力发电学报，2009，28(2)：47-51.
[45] 国家能源局大坝安全监察中心. 混凝土坝安全监测技术规范：DL/T 5178—2016[S]. 北京：中国电力出版社，2016.
[46] BUTLERJ E. Influence of pore pressure upon concrete[J]. Magzine of Concrete Research，1981，33(114)：3-17.
[47] NUR A，BYERLEE J D. An exact effective stress law for elastic deformation of rock with fluids[J]. Journal of Geophysical Research，1971，76(26)：6414-6419.
[48] 李广信. 岩土工程 50 讲：岩坛漫话[M]. 2 版. 北京：人民交通出版社，2010.
[49] 张国新. 多孔连续介质渗透压力对变形应力影响的数值模拟方法探讨[J]. 水利学报，2017，48(6)：640-650.
[50] 张国新. SAPTIS：结构多场仿真与非线性分析软件开发及应用(之一)[J]. 水利水电技术，2013，44(1)：31-35.
[51] 朱伯芳，李玥，许平，等. 渗流场分析的夹层代孔列法[J]. 水利水电技术，2007，38(10)：24-28.

Study on the influence of uplift pressure on difference between calculated and measured heel stresses for gravity dam

ZHANG Guoxin[1,2]，CHENG Heng[1]，GENG Jun[3]，ZHOU Qiujing[1]，ZHANG Hailong[3]，DING Yu[3]

(1. *China Institute of Water Resources and Hydropower Research*，*Beijing* 100038，*China*；
2. *State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin*，*Beijing* 100038，*China*；
3. *River Basin Complex Administration Center of China Three Gorges Corporation*，*Yichang* 443134，*China*)

Abstract：Dam heel stress is an important indicator for evaluating the safety of gravity dams. When the finite element method is used for analysis，gravity dams designed according to the no-tensile stress criterion tend to have large tensile stress. However，there are no reports of observed tensile stress in practical projects. The gravity dam of some projects even has great compressive stress. Besides，the measured stress variation is often much smaller than the calculated value. In this paper，the observation results of 24 gravity dams at home and abroad are counted，and the variation characteristics of the dam heel stress before and after water storage are analyzed. Taking a typical gravity dam as an example，the dam heel stress is calculated by means of material mechanics and finite element method，and the variation law of theoretical dam heel stress and measured dam heel stress is compared and analyzed. This paper focuses on the contribution of uplift pressure to the stress of two dam heel measuring points，and reveals one of the reasons for the discrepancy between calculated and observed dam heel stress. The results show that the theoretical heel stress is the effective stress considering uplift pressure at the bedrock side of dam heel，while the measured dam heel stress is the total stress inside the concrete of the dam body at a certain distance from the foundation. There is a stress difference close to the uplift pressure between the two dam heel stresses. For gravity dams designed according to the criterion of no tensile stress，the measured point in the dam is generally the compressive stress，and the minimum compressive stress is 0.5-1.0 times the upstream head. The measured effective stress of the dam heel depends on the seepage field and the pore water pressure coefficient (B coefficient). The amplitude of seepage pressure at this point is smaller than the upstream head and there is a lag. Therefore，the measured dam heel stress amplitude is significantly smaller than the theoretical dam heel stress amplitude. The difference between the effect of uplift pressure on theoretical and measured dam heel is one of the important reasons for the significant difference between measured and calculated dam heel stress.

Keywords：gravity dam；uplift pressure；dam heel；seepage field；stress

(责任编辑：韩　昆)