

碎石桩加固地基对风化料坝应力变形影响研究

吴海波¹, 李炎隆¹, 张宁², 唐旺¹, 陈安珂¹

(1. 西安理工大学 省部共建西北旱区生态水利国家重点实验室, 陕西 西安 710048; 2. 扶风县水利局, 陕西 扶风 722200)

摘要: 近年来振冲碎石桩逐渐应用到土石坝坝基处理中,为研究碎石桩加固地基对大坝应力变形的影响,以覆盖层地基上的某混凝土防渗墙风化料坝为背景,利用碎石桩对地基进行加固处理。在考虑坝料流变特性的基础上,采用非线性有限元方法,计算分析在碎石桩加固地基与未加固地基下,大坝在蓄水期和运行期的应力变形。通过对比计算结果,系统总结了碎石桩加固地基对坝体与防渗墙应力变形的影响规律。结果表明:在碎石桩加固地基下,大坝在蓄水期、正常运行1 a、正常运行5 a、正常运行10 a后,坝体和防渗墙的应力和变形相比未加固地基下都有所减小,相对而言,变形减小的幅度更大一些。可见利用碎石桩加固地基,可以有效地改善坝体和防渗墙的应力和变形,利于大坝保持稳定运行状态。

关键词: 振冲碎石桩; 加固地基; 坝体; 防渗墙; 应力变形

中图分类号:TV223

文献标识码:A

文章编号:1672-643X(2020)01-0187-07

Influence of vibrofloatation gravel pile reinforced foundation on stress and deformation of a weathered dam

WU Haibo¹, LI Yanlong¹, ZHANG Ning², TANG Wang¹, CHEN Anke¹

(1. State Key Laboratory of Eco-hydraulics in Northwest Arid Region, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Water Conservancy Bureau of Fufeng County, Fufeng 722200, China)

Abstract: Vibrofloatation gravel piles have been gradually applied to the treatment of earth-rock dam foundation in recent years. In order to study the influence of the foundation reinforced by gravel piles on the stress and deformation of the dam, a weathered concrete diaphragm wall dam on the alluvium deposit foundation was used as the study subject, and its foundation was reinforced by vibrofloatation gravel piles. By considering the rheological characteristics of the dam material, we used the nonlinear finite element method to calculate and analyze the stress deformation of the dam during the water storage period and the running period with the reinforced foundation of vibrofloatation gravel piles and the unreinforced foundation. By comparing the results of the analysis, we summarized the influence of the vibrofloatation gravel pile reinforcement on the stress and deformation of the dam body and the diaphragm wall. The results showed that with the reinforcement of gravel piles, after the normal operation of 1 year, 5 years, and 10 years, the stress and deformation of the dam body and diaphragm wall on reinforced foundation were smaller than those on unreinforced foundation during water storage period, and the reduction of deformation of the reinforced foundation was relatively larger in magnitude. It can be seen that the reinforcement of gravel piles can effectively improve the stress and deformation of the dam body and the diaphragm wall, which is conducive to maintaining stable operation of the dam.

Key words: vibrofloatation gravel pile; reinforced foundation; dam body; diaphragm wall; stress and deformation

收稿日期:2019-08-19; 修回日期:2019-09-20

基金项目:国家自然科学基金项目(51722907)

作者简介:吴海波(1995-),男,甘肃兰州人,硕士研究生,研究方向为水工结构数值模拟。

通讯作者:李炎隆(1980-),男,山东莱州人,博士,教授,博士生导师,研究方向为水工结构静动力分析。

1 研究背景

大坝工程建设中,在深厚覆盖层地基上修建土石坝是不可避免的,如果不挖除覆盖层将土石坝修建在其上可以减少工程成本费用,减短工期,便于施工导流,但覆盖层会使得大坝产生较大的不均匀沉降^[1-2]。为了控制坝体的变形,需要对覆盖层地基进行加固处理。振冲置换法是一种典型的加固处理软弱覆盖层地基的方法,在处理粉细砂、中粗砂和砾砂、粉土、黏土、人工填土等地基的加固中取得了广泛的应用^[3],可以有效改善地基原有的压缩模量、强度指标。振冲置换法在早期主要用于建筑地基处理,近些年来逐渐用于水利工程中土石坝软弱地基的处理。振冲碎石桩加固地基是振冲置换法的一种方式,广泛应用于软弱覆盖层地基的加固处理中,可以有效提高基础承载力,改善地基的变形能力^[4]。汤浦面板堆石坝的软黏土地基利用振冲碎石桩加固处理后,坝基的承载力明显提高^[5];务坪黏土心墙坝的湖积层软土地基通过振冲碎石桩加固处理后,坝基承载力得到较大提高^[6];阴坪水电站利用碎石桩对软弱地基加固后,地基砂土液化问题及承载力问题得到了有效解决^[7];利用碎石桩对长江护岸覆盖层地基加固处理后,有效地解决了地基的抗剪强度问题^[8]。但国内外学者关于振冲碎石桩复合地基上土石坝应力变形特性的研究没有过多深入进行探究。根据以往的工程实践可知,高土石坝在竣工后会产生一定的流变变形^[9],例如水布垭^[10]、天生桥^[11]等面板堆石坝以及小浪底^[12]心墙堆石坝。在考虑流变变形的情况下,水布垭面板堆石坝蓄水期坝体沉降比不考虑流变增加了0.21 m,九甸峡面板堆石坝竣工期及蓄水期的坝体沉降比不考虑流变分别增加了0.06和0.07 m,同时由于堆石体的流变变形,应力会出现松弛现象^[13-14]。所以堆石体的流变特性是影响坝体应力和变形的重要因素,考虑流变因素对研究坝体应力变形特性至关重要。

本文以覆盖层地基上的某混凝土防渗墙风化料坝

坝为背景,采用三维非线性有限元方法,在考虑坝料流变特性的基础上,研究振冲碎石桩加固地基对风化料坝应力变形的影响,以为深厚覆盖层上土石坝的建设和坝基处理技术的研究提供一定的理论依据和参考价值。

2 工程实例

2.1 工程概况

云南某水库大坝为混凝土防渗墙风化料坝,坝高65 m,混凝土防渗墙墙体厚1.0 m,在混凝土防渗墙上、下游两侧以及底部分别设0.1 m厚的泥皮和0.5 m厚的沉渣过渡。坝轴线长度为184 m,坝顶宽度6 m,坝顶高程1 863.0 m。上游坝坡度在高程1 851 m以下为1:2.5,高程1 851 m以上为1:2.25;下游坝坡度在高程1 832 m以下为1:2.25,高程1 832 m以上为1:2.0。坝体标准剖面如图1所示。第四系覆盖层局部分布于河床和两岸山坡,主要构成为洪冲积层(Q^{pal})和崩坡积层(Q^{coll}),具体覆盖层分布情况如图2所示。其中洪冲积层(Q^{pal})主要由漂石、块石、卵石、砂及含黏土碎石组成,表层结构松散,成分为板岩、石英片岩、砂岩等,强度坚硬,板块状,少量扁圆状,漂石最大粒径达100~200 cm,分布在河床,厚14.0~23.0 m,地基承载力大于500 kPa。崩坡积层(Q^{coll})根据物质成分组成为:(1) Q^{coll-2} :灰白、灰黄色混合土块石,块石粒径20~30 cm,含量约占50%~55%,碎石粒径6~10 cm,含量约占15%~20%,砾粒3~5 cm,含量约占10%,充填细粒为黏质粉土,含量约占5%~10%,碎、砾石成分为强、弱风化砂板岩,结构松散,中等透水,厚度15~30 m,主要分布于坝址段左岸坡脚,地基承载力为370 kPa;(2) Q^{coll-1} :灰白、灰黄色混合土碎石,碎石粒径6~15 cm,含量约占50%~60%,砾粒3~5 cm,含量约占10%,充填细粒为黏质粉土,含量约占15%~25%,其余为中粗砂,碎、砾石成分为强、弱风化砂板岩,结构中密~密实,钻进困难,中等~弱透水,厚度20~44 m,主要分布于坝址段右岸坡,地基承载力为300 kPa。

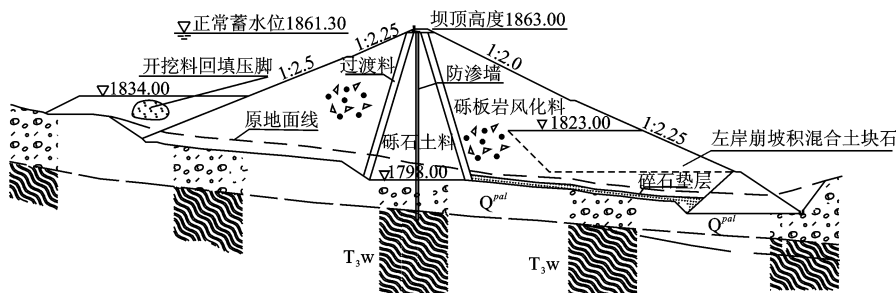


图1 实例工程混凝土防渗墙风化料坝标准剖面

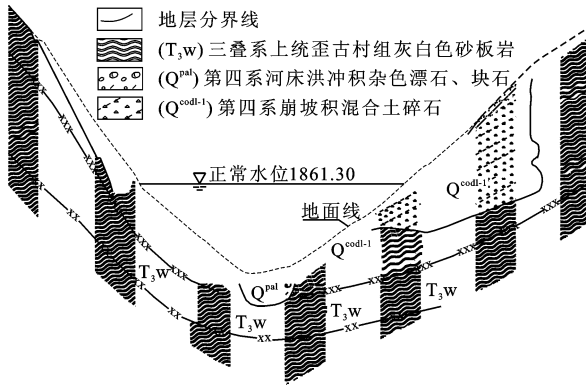


图 2 实例工程坝址处地质横剖面图

2.2 振冲碎石桩加固处理

大坝右岸中下部地表为第四系崩坡积(Q^{codl-1})灰白、灰色混合土碎石,厚度较大,且分布不均匀,承载力较低,压缩变形量较大。对右岸表层进行清除后采用碎石振冲桩进行基础加固处理,碎石桩加固区如图 3 所示。

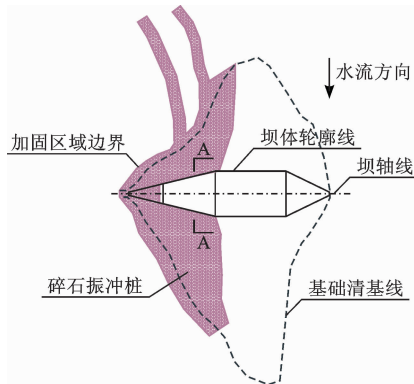


图 3 碎石加固区域

主要对右岸覆盖层地基进行碎石桩加固处理,以减小覆盖层地基的不均匀沉降对坝体稳定性产生的不利影响。碎石桩桩体为等边三角形布置,桩体孔距和桩体排距均为 2 m,碎石桩布置见图 4。

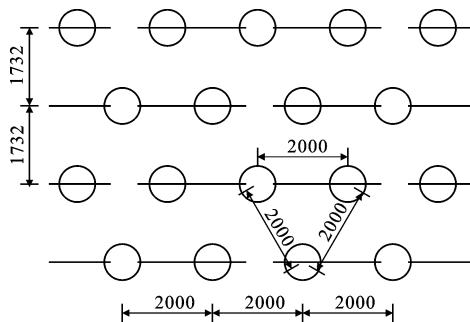


图 4 振冲碎石桩布置详图(单位:mm)

桩体的平均长度为 24 m,加固处理的面积为

11 972 m²,总进尺约为 81 514 m。桩体材料为碎石,桩体的直径为 0.8 m,碎石桩振冲平台的宽度约为 10~14 m,结合实际地形进行布置。

3 数值模型的构建与参数

3.1 有限元模型

根据该风化料坝的相关设计图建立三维有限元模型,见图 5。计算中以横河向为 x 轴方向,向右岸为正;以顺河向为 y 轴方向,向下游为正;以竖直方向为 z 轴方向,向上为正。两岸坝肩的基岩取 100 m,顺河向的基岩取 150 m,竖直向下的基岩取 200 m,坝底部施加固定端约束,上、下游边界以及两岸坝肩均施加法向约束。计算模型均采用八结点六面体单元,共有 588 910 个单元,568 874 个结点。

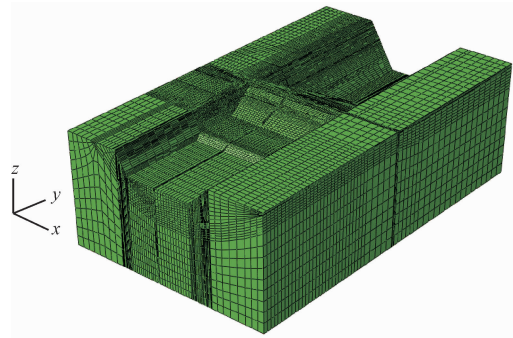


图 5 大坝三维有限元模型

3.2 材料本构模型和计算参数

邓肯-张 E-B 模型^[15]作为非线性弹性模型之一,因概念清晰、形象直观、应用方便,在国内应用最为广泛^[16]。本文在计算碎石桩加固地基与未加固地基下坝体的应力变形时,堆石体本构模型为邓肯-张 E-B 模型,材料参数由同类工程类比获得,具体参数的取值如表 1 所示;防渗墙采用线弹性本构模型,密度为 2.4 g/cm³,泊松比为 0.2,弹性模量为 22.0 GPa;覆盖层采用摩尔-库伦本构模型,依据工程地质勘测资料的建议值,具体计算参数见表 2。应用复合地基模拟碎石桩加固地基,即碎石桩与其周围的土体形成等效复合土体^[17],复合地基的计算参数依据勘测资料以及《水利水电工程振冲法地基处理技术规范》^[18]中的相关公式来取值。本文中所用的流变模型为沈珠江等^[19]提出的三参数模型,流变模型参数的取值根据试验和类比相似工程可得,如表 3 所示。

3.3 计算条件

根据大坝的实际填筑顺序及运行过程进行有限

元数值模拟,计算时坝体填筑共分57个加载级模拟,第58级浇筑防渗墙,蓄水共分为3级蓄至正常蓄水位。

本文在考虑坝体材料流变特性的基础上,分别

计算在振冲碎石桩加固地基与未加固地基下,坝体与防渗墙在蓄水期(蓄至正常蓄水位之时)及运行期的应力变形,研究振冲碎石桩加固地基对坝体和混凝土防渗墙在蓄水期及运行期应力变形的影响。

表1 邓肯-张模型(E-B)参数

材料	$\rho / (\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	c / kPa	$\varphi_0 / (^\circ)$	K	n	R_f	K_b	m	K_{ur}
砾石土料	1560	26	28	440	0.45	0.76	350	0.38	810
过渡料	1900	27	30	540	0.30	0.74	300	0.20	1000
碎石垫层	2200	0	45	830	0.40	0.77	450	0.31	1600
砂板岩风化石料	1950	33	33	660	0.25	0.73	310	0.20	1320
排水棱体	2200	0	43	860	0.41	0.77	450	0.30	1750
开挖料	1900	0	30	440	0.22	0.76	250	0.22	950

表2 覆盖层模型参数

材料	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	变形模 量/MPa	泊松比	c / kPa	$\varphi_0 /$ ($^\circ$)
$Q^{\text{codl}-1}$	1850	19	0.25	15	20
$Q^{\text{codl}-2}$	2150	21	0.25	4	30
Q^{pal}	1900	28	0.30	4	26
复合地基	2100	50	0.32	3.4	45

表3 流变模型参数

材料	b	α	d
碎石垫层	0.0005	0.005	0.001
砂板岩风化石料	0.0002	0.007	0.002
过渡料	0.0002	0.005	0.006
覆盖层	0.0003	0.007	0.003
复合地基	0.0002	0.005	0.006

4 结果与分析

4.1 坝体应力变形分析

选取碎石桩加固范围内的K0+115.0m剖面,即图3中的A-A剖面,进行坝体应力变形分析,坝体在各阶段的应力变形的最大值列于表4中,限于篇幅限制,只列出在振冲碎石桩加固地基情况下大坝运行10年的应力变形云图,如图6~9所示。

由图6~9可知,在振冲碎石桩加固地基下大坝运行10年后,坝体最大沉降值为31.04cm,占坝高的0.47%,出现在大约1/2坝高处,相比未加固地基下大坝运行10年的坝体最大沉降值减小了17.6%;坝体水平位移均指向下游,其最大值为

25.13cm,出现在下游大约1/2坝高处,相比未加固地基下大坝运行10年的向下游水平位移的最大值减小了17.5%;坝体大、小主应力随深度的增加而增加,坝体大主应力大部分为压应力,最大压应力值为1.00MPa,位置在心墙底部,在上游坝面出现小部分的拉应力;坝体小主应力大部分都为压应力,局部出现拉应力,压应力最大值为0.46MPa,出现在心墙底部附近,拉应力最大值为0.04MPa,出现在上游坝面;振冲碎石桩加固地基下大坝运行10年的坝体大、小主应力最大值相比未加固地基下大坝运行10年的有所减小。但应力减小的幅度小于变形减小的幅度,说明利用振冲碎石桩加固地基,可以更有效地控制坝体的变形。

由表4可知,不论是振冲碎石桩加固地基与否,坝体大、小主应力的压应力最大值在大坝运行1年后均有所减小,其后随着运行时间的增加保持稳定不变;大坝运行5年后,在上游坝面处产生了较小的拉应力,随后拉应力数值随着运行时间的增加基本保持稳定不变。通过对比各阶段的坝体的大、小主应力最大值,可以看出利用振冲碎石桩加固地基之后,坝体的大、小主应力的最大值都有所减小,可见利用振冲碎石桩加固地基可以改善坝体的应力状态。

在振冲碎石桩加固地基和未加固地基下,坝体A-A剖面的沉降最大值和水平位移最大值随运行时间的变化如图10~11所示,由图10、11可知,坝体沉降和水平位移的最大值随着大坝运行年限的增长而增大,在大坝运行1年之后基本保持稳定不变。利用碎石桩加固地基之后,坝体沉降以及水平位移的最大值都明显减小,这说明利用振冲碎石桩对地基进行加固处理,可以有效减小坝体变形,利于坝体稳定。

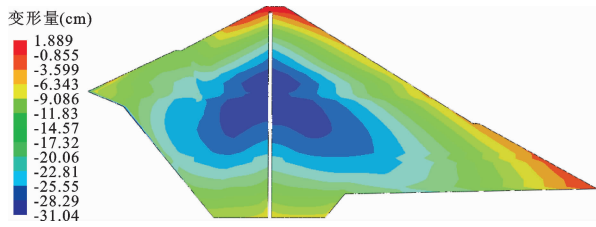


图 6 在加固地基下大坝运行 10 年后坝体 A - A 剖面沉降分布云图

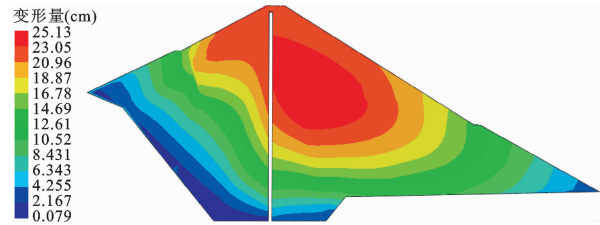


图 7 在加固地基下大坝运行 10 年后坝体 A - A 剖面水平位移分布云图

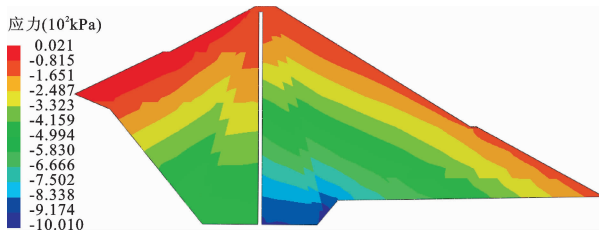


图 8 在加固地基下大坝运行 10 年后坝体 A - A 剖面大主应力分布云图

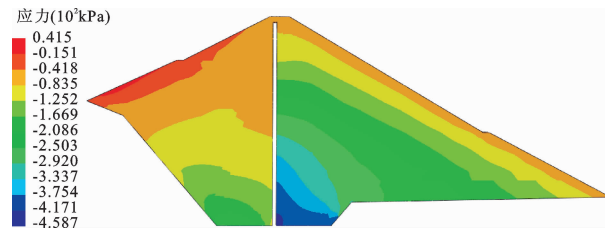


图 9 在加固地基下大坝运行 10 年后坝体 A - A 剖面小主应力分布云图

表 4 坝体 A - A 剖面应力变形最大值计算结果

项目	阶段	沉降/cm	水平位移/cm		大主应力/MPa		小主应力/MPa	
			向上游	向下游	压应力	拉应力	压应力	拉应力
未加固	蓄水期	36.96		27.31	1.03		0.48	
	运行 1 a	37.46		29.81	1.01		0.47	
	运行 5 a	37.64		30.38	1.01	0.01	0.47	0.06
	运行 10 a	37.66		30.46	1.01	0.01	0.47	0.06
加固	蓄水期	30.05		22.04	1.02		0.47	
	运行 1 a	30.84		24.69	1.00		0.46	
	运行 5 a	31.01		25.05	1.00	0.002	0.46	0.04
	运行 10 a	31.04		25.13	1.00	0.002	0.46	0.04

4.2 防渗墙应力变形分析

选取防渗墙纵剖面分析其应力变形,防渗墙在各阶段的应力变形的最大值列于表 5 中。限于篇幅限制,只列出在加固地基情况下大坝运行 10 年的防渗墙应力变形云图,如图 12 ~ 15 所示。

由图 12 ~ 15 可知,在振冲碎石桩加固地基下大坝运行 10 年后,防渗墙沉降最大值为 43.38 cm,占防渗墙高度的 0.532%,出现在大约 2/3 墙高处;防渗墙水平位移均指向下游,防渗墙的向下游水平位移最大值为 36.43 cm,出现在大约 1/2 墙高处;防渗墙的大主应力最大值为 11.40 MPa,小主应力的最大压应力为 9.61 MPa,最大拉应力值为 7.07 MPa,大主应力和小主应力的最大值均出现在地基

与防渗墙分界面处。与未加固地基的大坝运行 10 年后相比,加固地基之后防渗墙沉降最大值减小了 10.1%,向下游水平位移最大值减小了 14.3%,大主应力和小主应力最大值均有所减小,但应力减小的幅度没有变形减小的幅度大,说明利用振冲碎石桩加固地基可以有效地控制防渗墙的变形。

由表 5 可知,不论振冲碎石桩加固地基与否,防渗墙的大、小主应力的压应力最大值在大坝运行 1 年后有所减小,其后随着运行时间的增加保持稳定不变,小主应力的拉应力最大值在大坝运行 1 年后有所增大,其后基本保持稳定不变。通过对比防渗墙在各阶段的应力最大值,可以看出利用振冲碎石桩加固地基之后,防渗墙的大、小主应力最大值有所减小。

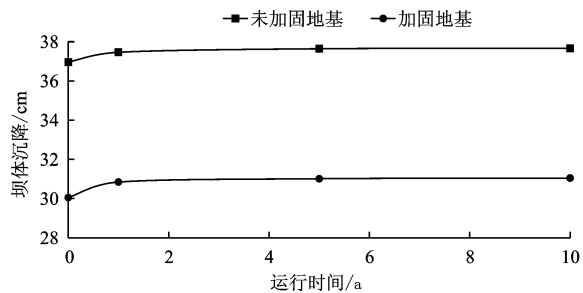


图 10 坝体 A-A 剖面沉降最大值变化

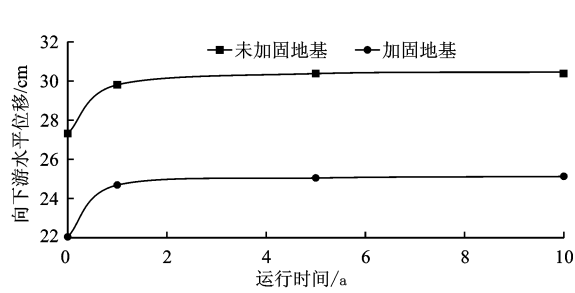


图 11 坝体 A-A 剖面向下游水平位移最大值变化

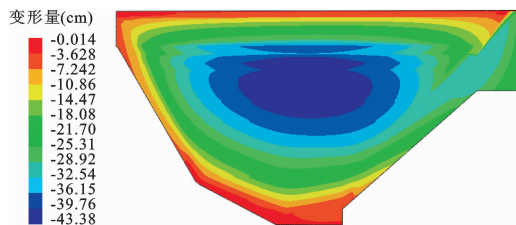


图 12 在加固地基下大坝运行 10 年后防渗墙纵剖面沉降分布云图

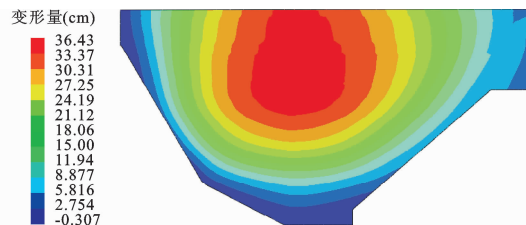


图 13 在加固地基下大坝运行 10 年后防渗墙纵剖面水平位移分布云图

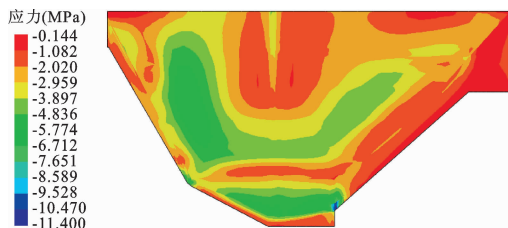


图 14 在加固地基下大坝运行 10 年后防渗墙纵剖面大主应力分布云图

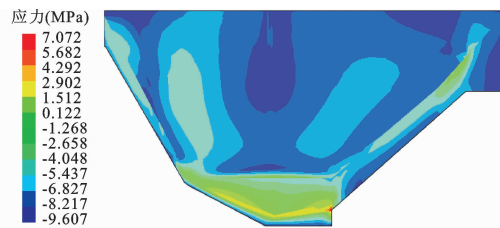


图 15 在加固地基下大坝运行 10 年后防渗墙纵剖面小主应力分布云图

表 5 防渗墙纵剖面应力变形最大值计算结果

项目	阶段	沉降/cm	水平位移/cm		大主应力/MPa		小主应力/MPa	
			向上游	向下游	压应力	拉应力	压应力	拉应力
未加固地基	蓄水期	47.99		39.36	11.58		9.78	6.91
	运行 1 a	48.18		41.8	11.50		9.69	7.11
	运行 5 a	48.23		42.4	11.50		9.69	7.11
	运行 10 a	48.24		42.52	11.50		9.69	7.11
加固地基	蓄水期	43.12		33.55	11.49		9.67	6.84
	运行 1 a	43.32		36.01	11.40		9.61	7.07
	运行 5 a	43.37		36.36	11.40		9.61	7.07
	运行 10 a	43.38		36.43	11.40		9.61	7.07

在振冲碎石桩加固地基和未加固地基下,防渗墙纵剖面的沉降最大值、水平位移最大值随运行时间的变化如图 16~17 所示,从图 16、17 可以看出,防渗墙沉降和水平位移的最大值随着大坝运行年限的增长而增大,在大坝运行 1 年之后基本保持稳定不变。利用碎石桩加固地基之后,防渗墙沉降以及向下游水平位移的最大值都明显减小,可见利用振冲碎石桩加固地基可以有效地控制防渗墙的变形。

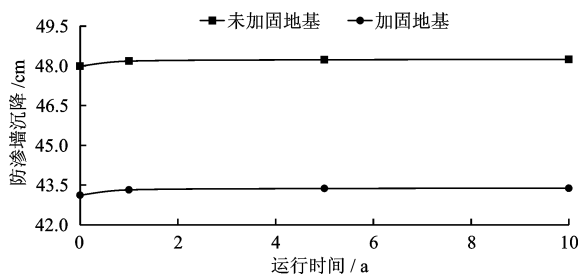


图 16 防渗墙纵剖面沉降最大值变化

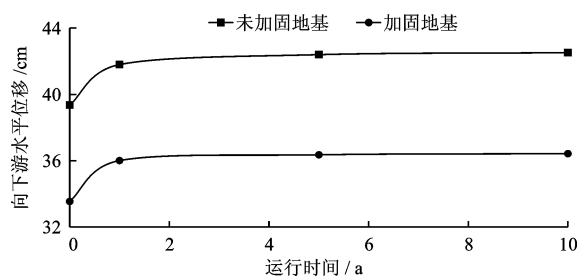


图 17 防渗墙纵剖面向下游水平位移最大值变化

5 结论

本文对拟建于覆盖层上的某混凝土防渗墙风化料坝,在考虑堆石料流变特性的基础上,分别进行振冲碎石桩加固地基与未加固地基下,大坝在蓄水期及运行期应力变形的有限元计算分析,通过计算得到以下结论:

(1)利用振冲碎石桩加固地基之后,坝体与防渗墙的应力和变形都有所减小,相比之下变形减小的更明显,由此可知利用振冲碎石桩加固地基可以有效地控制坝体以及防渗墙的变形,改善大坝的应力状态。

(2)不论振冲碎石桩加固地基与否,随着大坝运行时间的增加,坝体和防渗墙的位移最大值都有所增大,并于运行1年后基本保持稳定不变。

(3)根据计算结果,在覆盖层与基岩的交界面处,混凝土防渗墙出现了较为明显的应力集中现象,小主应力的拉应力最大值明显超过了素混凝土的抗拉强度,建议对防渗墙进行适当的配筋,以提高其抗拉强度。

参考文献:

- [1] 孙大伟. 深覆盖层上高面板坝应力变形性状研究[D]. 南京:南京水利科学研究所,2006.
- [2] 刘汉龙,刘彦辰,杨贵,等. 覆盖层上混凝土-堆石混合坝模型试验研究[J]. 岩土力学,2017,38(3):617-622.
- [3] 周健,王冠英,贾敏才. 无填料振冲法的现状及最新技术进展[J]. 岩土力学,2008,29(1):37-42.
- [4] 张伟,任占杰,李晓力,等. 丰宁抽水蓄能电站拦沙坝坝

基振冲碎石桩加固技术[J]. 中国水利水电科学研究院学报,2019,17(1):1-8.

- [5] 徐青松,沈荣根,陈舟. 振冲碎石桩技术在汤浦堆石坝软粘土地基处理中的应用[J]. 水利水运工程学报,2004(4):50-53.
- [6] 刘波,牛运华,杨波. 振冲置换法在长江护岸地基处理中的应用[J]. 水利水电科技进展,2017,37(2):78-81.
- [7] 李进元. 振冲碎石桩法地基处理在阴坪水电站中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,2013,32(S1):2968-2976.
- [8] 刘波,牛运华,杨波. 振冲置换法在长江护岸地基处理中的应用[J]. 水利水电科技进展,2017,37(2):78-81.
- [9] 汪小刚. 高土石坝几个问题探讨[J]. 岩土工程学报,2018,40(2):203-222.
- [10] 陈生水,傅中志,石北啸,等. 统一考虑加载变形与流变的粗粒土弹塑性本构模型及应用[J]. 岩土工程学报,2019,41(4):601-609.
- [11] 王柏乐. 中国当代土石坝工程[M]. 北京:水利水电出版社,2004.
- [12] 胡光乾,蒋金虎,邱文华,等. 小浪底水利枢纽大坝外部变形监测及资料分析[J]. 水力发电,2004,30(9):49-51.
- [13] 周伟,常晓林. 基于幂函数流变模型的高混凝土面板坝流变分析[J]. 水力发电学报,2006,25(1):17-20+35.
- [14] 贾飞,王瑞骏,贾伟,等. 软岩料填筑面板堆石坝的流变和湿化效应研究[J]. 水资源与水工程学报,2018,29(3):212-219.
- [15] 张宗亮,贾延安,张丙印. 复杂应力路径下堆石体本构模型比较验证[J]. 岩土力学,2008,29(5):1147-1151.
- [16] 李少林,王朝晴,周伟,等. 高心墙堆石坝瞬变-流变参数解耦反分析方法及变形预测[J]. 长江科学院院报,2018,35(9):86-91.
- [17] 李露,张立勇,曹乐君,等. 深厚覆盖层上闸坝坝基振冲桩处理方案优选[J]. 水电能源科学,2018,36(8):78-80.
- [18] 中华人民共和国国家发展和改革委员会. 水利水电工程振冲法地基处理技术规范:DL/T 214-2005[S]. 北京:中国电力出版社,2005.
- [19] 沈珠江,赵魁芝. 堆石坝流变变形的反馈分析[J]. 水利学报,1998,29(6):1-7.