

DOI: 10.11779/CJGE201707010

高心墙堆石坝坝基廊道受力特性研究

冯蕊, 何蕴龙*, 白新革

(武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘 要: 在中国水资源最为丰富的西部地区, 河床覆盖层厚达数十米甚至百米, 一大批土石坝正在和将在这些大江大河上建设。坝体心墙与坝基防渗墙多采用廊道这种结构型式进行连接, 廊道受力条件复杂, 是工程成败的关键, 但是有些已建工程却出现了廊道漏水的现象, 廊道开裂和结构缝破坏成为亟待解决的问题。为了对廊道受力情况和开裂规律有一个清楚的认识, 分析总结了几个工程廊道的监测资料, 同时基于混凝土非线性本构理论, 建立有限元模型对廊道进行了数值模拟。对监测结果和数值计算结果进行对比分析之后, 探讨了廊道中的结构缝问题和廊道整体的受力规律, 指明了廊道中需要重点关注的易开裂部位, 为廊道合理配筋提供了指导, 同时为类似工程的决策提供参考。

关键词: 廊道; 高堆石坝; 监测资料分析; 结构缝; 裂缝

中图分类号: TV641.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)07-1241-10

作者简介: 冯蕊(1989-), 女, 博士研究生, 主要从事水工结构设计工作。E-mail: medago@qq.com。

Stress characteristics of foundation gallery of high core wall rockfill dam

FENG Rui, HE Yun-long, BAI Xin-ge

(State Key Lab of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: There are deep overburdens, tens to hundreds of meters thick, on riverbeds in western China where many rockfill dams are under construction or will be built. A concrete cut-off wall is always constructed in the overburden beneath high rockfill dam to control the seepage through dam foundation, and a gallery is usually built to connect the cut-off wall with the earth or asphalt concrete core within the dam. Since the foundation gallery is under complicated condition, fracture and leakage are found in the galleries of some rockfill dams in operation, which endangers the safety of dams to a certain extent. In order to study the cracking laws and stress states of the foundation gallery, the monitoring data of several galleries of rockfill dams with earth or asphalt concrete cores are analyzed. One of the galleries is calculated by using the finite element method, and the dam construction and water impounding processes are simulated. The nonlinear elastic model is employed to simulate the concrete gallery. The laws of the stress states and the behaviors of structural joints of the gallery are obtained. The vulnerable parts of the gallery and some improvements of the reinforcement design for the gallery are suggested, which is helpful for similar projects.

Key words: gallery; high rockfill dam; monitoring data analysis; structural joint; crack

0 引 言

中国西部地区水资源丰富, 地震发生频繁且强度较大; 地质条件复杂, 深厚覆盖层普遍发育。土石坝凭借其地基适应性强、施工简单、造价低廉等特性成为此地区建坝的首选坝型, 包括已建的冶勒、毛儿盖、晓碛, 在建的长河坝、黄金坪以及待建的双江口、二河口等工程。这些处于强震区工程的覆盖层浅则 50 多米, 厚则 100 多米, 在世界上已属罕见。如此深厚的覆盖层, 无论是从工程技术还是经济角度考虑都不便将其挖除, 一般均采用灌浆、防渗墙或类似于防渗墙的混凝土灌注排桩来处理^[1]。防渗墙与坝体防渗体的刚度和受力状态存在明显差异, 其连接部位是工程防渗体系中的薄弱环节, 更是整个工程成败的关键。

近年来防渗墙技术已经有了相对成熟的发展, 凭借其可靠性和有效性成为地基防渗处理的最佳选择^[2-3]。若采用土质心墙, 心墙与防渗墙主要有通过混凝土廊道连接和防渗墙直接插入心墙两种形式, 现多采用廊道型式, 置廊道于防渗墙顶部, 并外包大块高塑性黏土来协调变形; 若为沥青混凝土心墙, 常采用混凝土基座进行连接, 基座也多设为廊道型式^[4]。廊道除了发挥其有效连接作用外, 还作灌浆和监测廊道用, 即节省工期也为后期维护和监测提供了便利。

为了改善廊道与防渗墙的受力状况, 廊道下部与

收稿日期: 2016-04-12

*通讯作者 (E-mail: ylhe2002@aliyun.com)

防渗墙顶部的连接处多设有倒梯形的防渗墙渐变段。廊道多呈城门洞形,受力条件复杂且影响因素较多。从已建廊道的运行情况来看,廊道开裂以及结构缝破坏已经成为一个亟待解决的问题,瀑布沟工程、跷碛工程以及毛儿盖工程的坝基廊道都出现了渗水现象^[5-7]。廊道的破坏型式主要有两种,①廊道在坝体填筑和蓄水过程中与两岸平洞(平洞多置于基岩上)之间发生不均匀沉降,导致结构缝变形过大,产生破坏,从而造成渗漏;②廊道的变形受力情况超过了钢筋混凝土的承受范围,拉应力或压应力过大,造成混凝土开裂或压碎,在廊道底板和顶拱等部位出现了混凝土裂缝,对廊道安全产生不利影响。一旦出现裂缝,就有可能造成渗水、颗粒物质析出等现象,对大坝的正常运行产生极大威胁。

建在深厚覆盖层上的堆石坝,廊道受力条件十分复杂,国外对廊道结构的应用不多,相关研究也较少,典型的是马尼克三号坝。国内学者的研究内容较丰富,文献[8]对超高坝体的廊道应力情况进行了分析,文献[9]采用混凝土非线性模型对廊道开裂进行了分析,还有一些学者对廊道的形状和自身尺寸、与防渗墙的连接方式、在心墙中位置的高低进行研究^[10-11]。但是这些研究多是基于有限元计算,对廊道实测资料的分析还较少。为了对其受力情况和开裂情况有一个更详细、更准确的了解,本文在实测资料分析的基础上,结合有限元计算,对廊道受力和开裂状况进行了成果分析,为类似工程提供了参考。

1 廊道结构缝问题分析

结构缝问题一直是堆石坝廊道中比较关心的问题,在已建工程中,瀑布沟和跷碛大坝都因为结构缝变形过大出现过渗水现象。为了监测结构缝的开合情况,毛儿盖、黄金坪、长河坝均在结构缝的上下游边墙、底板和顶拱处布置了测缝计。现结合观测资料对这三个工程的廊道结构缝破坏情况进行分析,廊道均呈城门洞形。

1.1 工程概况

毛儿盖为砾石土心墙堆石坝,最大坝高 147 m,防渗墙深 52.0 m。廊道尺寸 3 m×3.5 m (宽×高),侧墙厚 1.5 m、底板厚 3.5 m,廊道长约 148 m,左右岸分别有约 8.7 和 9.3 m 搁置在基岩上。黄金坪为沥青混凝土心墙堆石坝,最大坝高 83.5 m,防渗墙深 111 m。廊道尺寸为 3 m×2.5 m (宽×高),侧墙厚 1.5 m、底板厚 2.5 m,长约 310 m,在左右岸分别有约 10 m 和 20 m 搁置在基岩上。长河坝采用砾石土心墙堆石坝,坝高 240 m,防渗墙深 50 m。廊道尺寸为 3 m×4

m (宽×高),侧墙厚 2.0 m 和底板厚 2.85 m,长约 150m,左右岸与基岩的搭接长度分别约为 17, 18 m。

1.2 实测结构缝变形

图 1 为各工程坝基廊道测值较大的几个测缝计的张开度观测时程图。

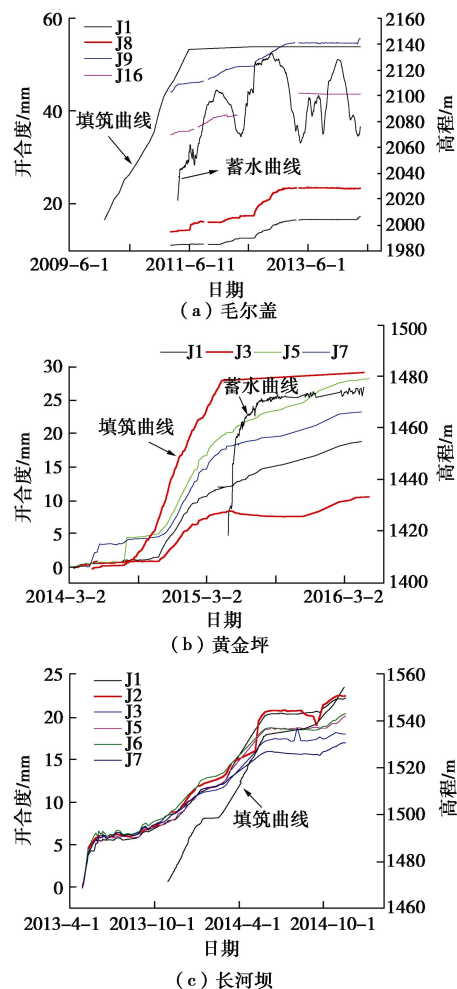


图 1 结构缝位错值

Fig. 1 Displacements of structural joints of gallery

毛尔盖坝体已填筑完成并成功运行了两年多时间,由于监测资料不完整,图 1(a)只列出了坝体填筑完成后测缝计的变形情况。测缝计 J1、J8 位于廊道左岸顶拱和上游拱脚处,测缝计 J9、J16 安装在右岸的相应位置。从图中可以看出:①坝体填筑完成后,结构缝变形仍在以微小的速率缓慢增加。相对于顶拱和上游,下游结构缝变形较小,仅有 2~3 mm 的变形。②第二次蓄水过程中,当水位高于第一次蓄水的最高水位时,变形速率明显增大,低于第一次蓄水的最高水位后,变形趋于稳定。③最终 J1、J9 处结构缝分别宽 17.4, 55.7 mm,坝体填筑完成后的时段里 J1、J9 分别增加了 6.4, 11.7 mm,结构缝其他位置的变形具体见表 1。从表中可见右岸结构缝整体变形值明显大于左岸。

黄金坪坝体填筑已完成, 水库水位为正常蓄水位, 测缝计 J1, J3 分别位于左岸上、下游, J5, J7 安装在右岸相应位置。变形过程如图 1 (b) 所示, 从图中可以看出: ①随着坝体填筑的进行, 结构缝变形逐渐增大, 右岸变形速率大于左岸, 最终 J5 的变形为 28.2 mm, 与之相应的 J1 仅为 18.8 mm。②填筑完成后, 变形速率明显减小。③蓄水过程中上游结构缝变形比下游大, J3 (左岸下游) 甚至还出现了变形减小现象。

表 1 廊道结构缝变形值表
Table 1 Displacements of joints of gallery (mm)

部位		填筑完成时 结构缝宽度	运行 2 年后的 稳定宽度	变形 增量
顶拱	左岸	11.0	17.4	6.4
	右岸	44.0	55.7	11.7
上游拱角	左岸	14.0	23.4	9.4
	右岸	35.0	47.7	12.7
下游拱角	左岸	18.0	20.5	2.5
	右岸	34.0	37.1	3.1

监测资料截止时刻, 长河坝已填筑约 98 m, 结构缝张开度如图 1 (c) 所示, 测缝计 J1, J2, J3 分别位于左岸结构缝上游侧、顶部和下游侧, J5, J6, J7 布置在右岸的相应位置。结构缝变形随坝体填筑的进行而增大, 左岸结构缝变形稍大于右岸, 最大变形发生在顶部, 左岸 (J2) 为 22.49 mm, 右岸 (J6) 为 20.40 mm。

1.3 结构缝变形分析

(1) 结构缝变形规律

从上文列出的几个廊道的结构缝变形情况来看, 相对于下游侧和底板, 结构缝最大变形一般出现在廊道顶部或上游侧部位。从施工到工程正常运行的整个过程, 根据结构缝变形速率的改变, 大致可分为 3 个阶段: ①坝体填筑阶段, 随着施工的进行, 结构缝变形与坝高呈正相关增加, 大部分变形在这一阶段完成。②坝体填筑完成后的蓄水过程中变形仍有增加, 但速率很小。上游变形明显大于下游, 下游甚至出现了变形减小的现象。③第二次蓄水过程中, 变形速率有一个突然的增加, 此后变形值逐渐趋于平稳。

结构缝的变形规律与廊道整体变形密切相关, 坝体填筑时, 在上覆土压力的作用下, 廊道发生不均匀沉降, 从河床中央到两岸廊道变形逐渐减小, 结构缝随之发生张开变形, 变形速率很大。在蓄水期, 在水荷载作用下廊道发生向下游的不均匀变形, 从河床中央到两岸变形逐渐减小, 结构缝张开变形随之继续增加, 但是变形速率变小。

初步分析第二次蓄水后结构缝变形的骤增是坝体变形引起的。文献[12]中列出了毛儿盖下游坝体的水平位移, 第二次高水位时坝体变形速率骤然增加, 短

期内增加的变形值占总位移的 40%。这主要与堆石料的颗粒破碎性质有关, 在水压力作用下, 颗粒棱角及颗粒之间的局部软弱界面都有可能被压碎, 会造成颗粒错动滑移以及细化颗粒填充孔隙, 堆石体变形增加。所以廊道随其下游侧的堆石体同样产生了一个向下游的变形, 导致结构缝变形随之增大。所以在第二次蓄水过程中结构缝变形也出现了骤增现象。

(2) 左右岸结构缝变形差异分析

上述几个廊道的结构缝在左右岸的变形存在明显差异, 毛儿盖和黄金坪工程结构缝变形右岸大于左岸, 尤其是毛尔盖工程, 右岸比左岸大 38.3 mm, 右岸结构缝在 2011 年 5 月 8 日在靠下游侧拱脚的部位出现了渗水现象, 后用廊道衬砌混凝土内预埋的灌浆钢管进行了聚氨酯材料灌浆^[7]。经过初步分析, 这种现象主要是由两个原因引起的: ①防渗墙的形状, ②廊道基岩搁置段的长度。

a) 防渗墙形状的影响

从图 2 中可以看到廊道和防渗墙的布置情况, 毛儿盖防渗墙左岸坡度较缓, 坡比 1:1.85, 右岸坡度较陡, 坡比 1:0.8。左右岸 1/4 跨处防渗墙墙深分别为 27.1 和 40.3 m。黄金坪防渗墙左岸坡比 1:1.62, 右岸为 1:0.8, 并且左岸出现明显的向防渗墙内侧的内凹, 右岸出现明显向防渗墙外侧覆盖层的外凸。左右岸 1/4 跨处防渗墙墙深分别为 65.5 和 100 m。长河坝防渗墙两岸坡比相似, 但左岸防渗墙较深。

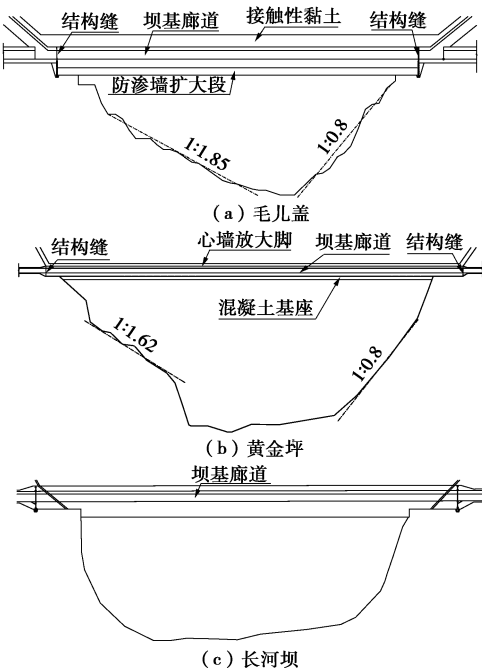


图 2 大坝典型纵剖面图

Fig. 2 Typical sections of dam

防渗墙坡比较小或出现外凸现象的一侧深度较

大,当承受水平荷载时,墙体受力中心向墙深侧移动,由于廊道与防渗墙直接相连,会直接带动廊道发生变形,所以墙深侧,防渗墙和廊道产生的水平位移均较大。当承受竖向荷载时,由于存在拱效应,防渗墙和廊道在防渗墙较深的一侧产生的沉降也较大。所以防渗墙坡比较小或出现外凸现象的一侧,廊道的水平位移和竖向位移均较大,因此其结构缝变形也较大。

b) 廊道基岩搁置段长度的影响

毛儿盖和黄金坪廊道搭接在基岩上的长度右岸比左岸分别多 0.6 和 10 m,当廊道基岩搁置段过长时,廊道受到基岩的约束作用增强,搁置段受力变大。黄金坪的现场观测资料显示,廊道右岸基岩段已经出现了约 20 条环向裂缝,缝宽大于 0.1 mm 的有 6 条,最大缝宽约 0.2 mm,具体情况如图 3 所示。而基岩段的左岸廊道仅有 3 条裂缝,并且缝宽均不超过 0.05 mm。所以应该尽量避免把廊道长距离的放置在基岩上。当搁置段受力过大时其附近的结构缝变形也会随之增大。有限元计算中也显示出相同的结果。



图 3 廊道裂缝情况

Fig. 3 Distribution of cracks

廊道结构缝的变形与防渗墙的形状和廊道基岩搁置段长度有关。所以在设计和施工中可以根据防渗墙的性质和廊道基岩搭接长度,在左右岸分别采用不同型的结构缝。

(3) 有限元计算结果

图 4 为黄金坪两岸结构缝最大张开变形的实测值和计算值的对比图。在坝体填筑的整个过程中,计算值和实测值在数值上存在一定差异,但是整体变形规律基本相符,结构缝张开程度随坝体填筑高程的增加而增大,增加速率基本一致。同实测值一样,计算值

也存在左岸变形明显小于右岸的情况。

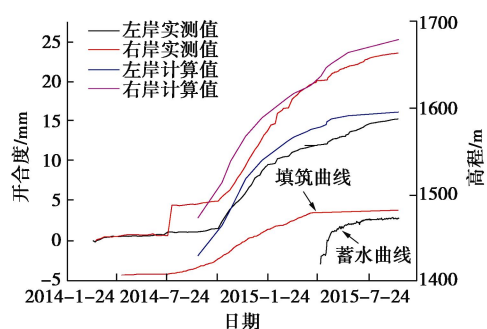


图 4 黄金坪廊道的结构缝变形情况

Fig. 4 Displacements of structural joints of gallery of Huangjinping Dam

2 钢筋计实测应力分析

由于黄金坪廊道钢筋的观测资料相对较全,现以黄金坪廊道为例对深厚覆盖层上堆石坝廊道钢筋的受力情况进行分析。

2.1 监测布置

为了监测廊道的应力变形情况,共布置了 5 个监测断面,具体见图 5,本文只取 1—1、2—2、3—3 三个剖面进行应力分析,钢筋计分布情况见图 6。钢筋计测值以拉为正,压为负。到观测截止日期时,坝体基本填筑完成,水库水位接近正常蓄水位。

2.2 钢筋计实测应力值分析

(1) 纵向钢筋测值分析

图 6(a)列出了各剖面在监测截止时刻的纵向钢筋计测值,图 7 列出了各剖面的纵向钢筋受力时程曲线。从图中可以看出:

a) 廊道河床中央剖面和 1/4 跨剖面的纵筋最终都表现为压应力,中央剖面应力值和应力增加速率普遍较大,相对于其他部位,底板钢筋受力较小。随着填筑的进行,顶拱和边墙的压应力逐渐增加,底板处的钢筋应力则由拉应力逐渐变为压应力。

b) 结构缝附近的 1—1 剖面,纵筋最终均表现为拉应力,外侧值比内侧大。随着填筑的进行,顶拱和边墙的拉应力逐渐增加,底板则由压应力逐渐变为拉应力。顶部和上、下游边墙外侧的钢筋应力在坝体填筑约 37 m 时分别骤增了约 120, 120, 80 MPa,可见此时该剖面廊道外侧混凝土已经拉裂,应力向钢筋转移。

c) 水库蓄水后,河床中央和 1/4 跨剖面的应力继



图 5 廊道监测剖面位置图

Fig. 5 Positions of monitoring section of gallery

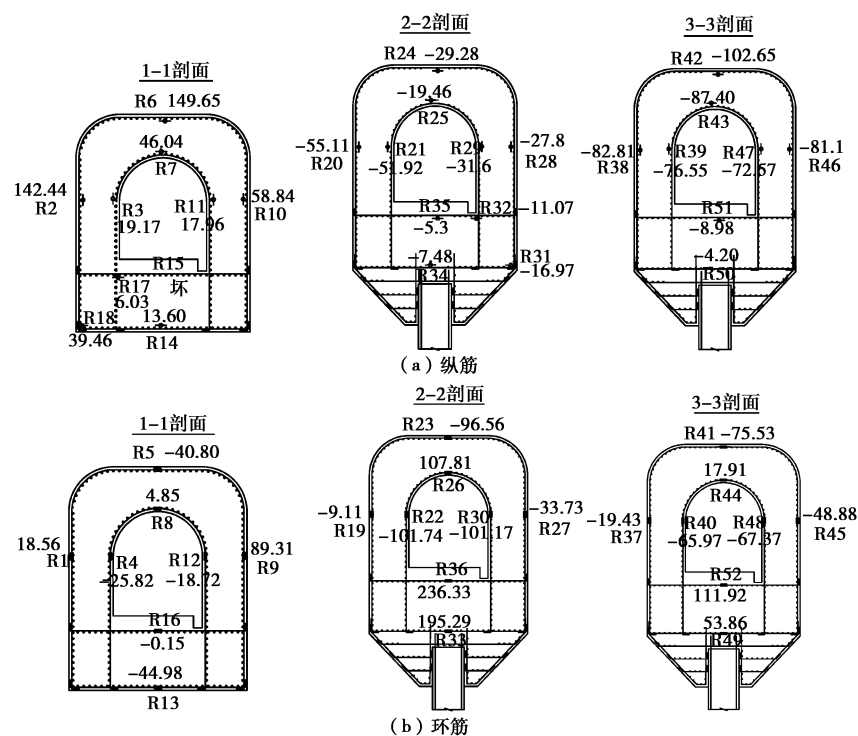


图 6 监测仪器布置图 (左侧为上游)

Fig. 6 Arrangement of monitoring instruments

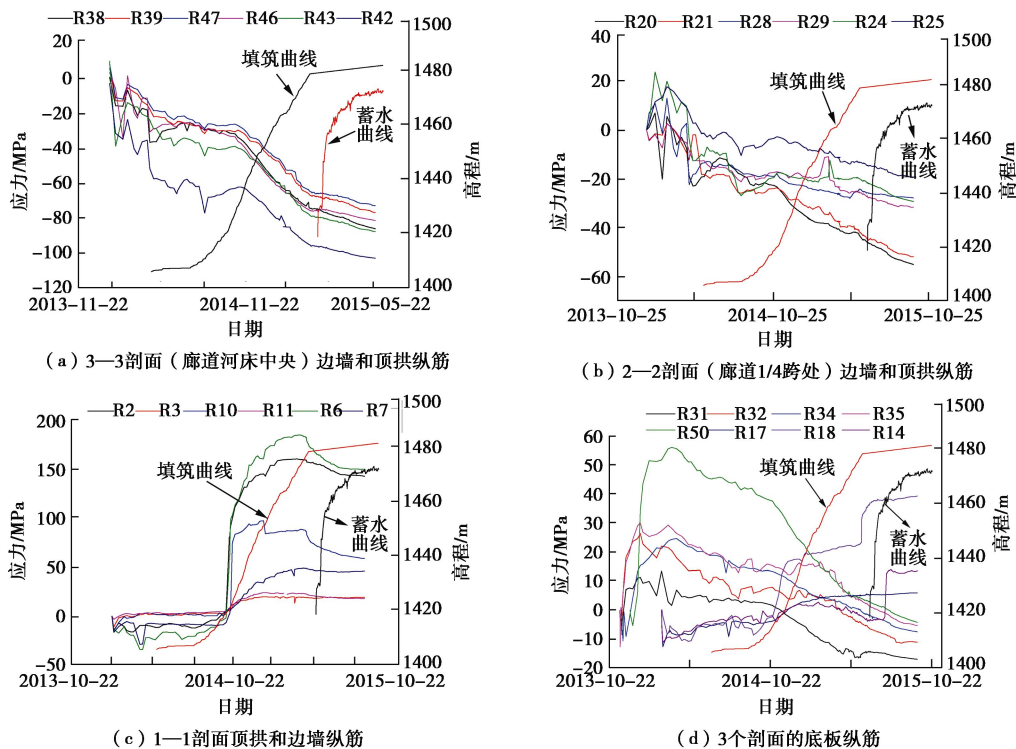


图 7 纵向钢筋计应力测值

Fig. 7 Measured values of longitudinal reinforcing steel bars

续增大。相对于填筑期,变形速率在河床中央剖面减小,尤其是下游侧,在 1/4 跨剖面下游和底板减小,顶部和上游侧增大,下游甚至出现了一个应力减小的过程,即蓄水后应力开始降低,在水位增加了 2/3 时,压应力才开始缓慢增加。1—1 剖面拉应力在蓄水后

有趋于稳定或略有减小的趋势。
d)河床中央剖面的钢筋压应力在顶拱和边墙处较大,底板处急剧变小。顶拱,上、下游边墙的应力在外侧比内侧大,分别为-102.65, -85.81, -81.10 MPa,底板处仅有-8.98 MPa。

e) 廊道 1/4 跨剖面处的钢筋压应力值从上游边墙外侧到下游边墙外侧, 随坐标的变化逐渐减小。上游边墙外侧达到 -55.11 MPa, 下游边墙外侧仅为 -27.8 MPa。顶拱内外侧应力分别为 -19.46 , -29.28 MPa, 底板处仅有 -5.30 MPa。

廊道河床中央剖面外侧应力比内侧大, 1/4 跨剖面则表现为应力从上游到下游逐渐减小, 上游边墙外侧最大, 下游边墙外侧最小。河床中央剖面应力值和应力增加速率都比 1/4 跨剖面大。蓄水过程使河床中央剖面的应力增加速率减小, 但是增大了 1/4 跨剖面顶拱和上游侧压应力的增加速率, 同时使 1/4 跨剖面下游侧的压应力减小, 出现低压应力区, 所以针对跨度较大的廊道, 应该考虑 1/4 跨剖面下游侧出现拉应力的可能。

靠近结构缝的整个剖面出现了很大的拉应力、1/4 跨下游侧出现了低压应力区、整个廊道底板在填筑初期也出现了拉应力, 这 3 个区域都有开裂的可能, 所以应考虑在这 3 个部位配置纵向钢筋。

(2) 环向钢筋应力分析

图 6 (b) 列出了各剖面在监测截止时刻的环向钢筋计测值, 图 8 列出了各剖面的环向钢筋受力时程曲线。从图中可以看出:

①廊道河床中央和 1/4 跨剖面的环向钢筋, 在底板和顶拱内侧为拉应力, 在两岸边墙和顶拱外侧受压。边墙内侧压应力较大, 上下游基本一致, 1/4 跨剖面大于河床中央剖面。边墙外侧压应力较小, 上游明显小于下游。填筑到 1450 m 高程时, 1/4 跨剖面钢筋拉应力突然增大, 说明此时混凝土已经出现裂缝。②廊道河床中央剖面的拉应力小于 1/4 跨剖面, 河床中央剖面顶拱内侧和底板拉应力为 7.91, 111.92 MPa, 而 1/4 跨剖面相应位置处的应力分别为 107.81, 236.33 MPa。③大坝填筑完成后, 环向钢筋趋于稳定, 所以不同于纵向钢筋, 水库蓄水过程对环向钢筋的应力影响很小, 应力值仅有一个很小幅度的降低。④结构缝附近的 1—1 剖面的环向钢筋, 只在顶拱内侧和边墙外侧为拉应力, 其余位置均为压应力。

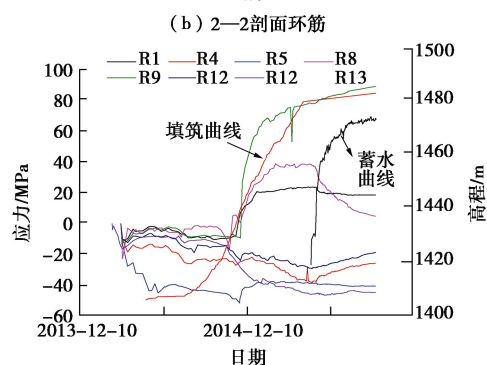
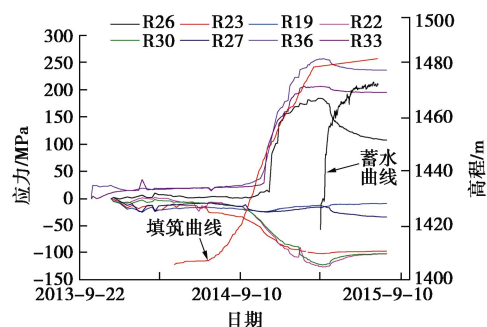
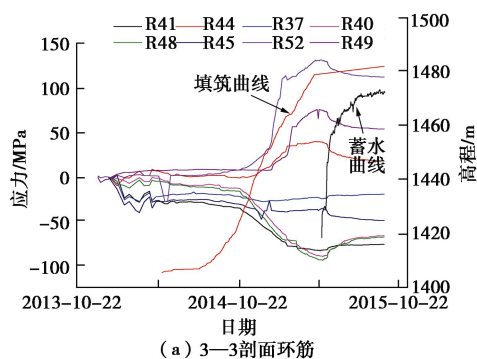


图 8 环向钢筋计应力

Fig. 8 Measured values of annular reinforcing steel bars

廊道环向拉应力主要出现在顶拱内侧和底板, 1/4 跨剖面的拉、压应力值普遍大于河床中央剖面, 更容易出现开裂问题, 可以在此处加强环向钢筋的配置, 同时对底板进行适当加厚处理。

3 数值模拟结果分析

对黄金坪廊道进行了有限元模拟。在监测资料的基础上进行进一步分析。

3.1 有限元计算模型

堆石坝坝基廊道受力条件复杂, 简单的线弹性模型不能准确描述廊道混凝土复杂的本构行为。文中采用的是以增量理论为基础的非线性弹性模型, 此类模型多是依据混凝土多轴试验的数据和规律进行总结和回归分析得到的^[13-15]。因其源自试验、形式简明、计算精度有保障, 是比较实用的混凝土本构模型^[13]。材料采用多轴应力应变关系, 较好的模拟约束混凝土的作用。应力应变关系曲线及破坏准则参见文献[9]。混凝土初始密度为 2400 kg/m^3 、初始弹模为 30 GPa、初始泊松比 0.167, 单轴抗压强度为 20.0 MPa, 单轴抗压强度对应的压应变为 -0.00147 , 单轴极限压强度为 10.0 MPa, 单轴极限压应变为 -0.0044 , 单轴抗拉强度为 2.0 MPa, 极限拉应变拉伸倍数为 8, 开裂后法向刚度折减系数为 0.0001, 开裂后切向刚度折减系数为 0.5。根据配筋设计对廊道中每根钢筋进行真实模拟, 假设钢筋与混凝土之间黏结良好, 不存在滑移, 即钢

筋和混凝土之间采用刚性连接。钢筋采用双线性等向强化弹塑性模型, 弹模 200 GPa, 泊松比 0.3, 抗拉强度标准值为 335 N/mm²。钢筋网格图见图 9 (d)。沥青混凝土防渗墙、坝体堆石和覆盖层均采用邓肯-张 $E-\mu$ 模型, 材料参数由三轴试验获得, 具体见表 2。

表 2 邓肯-张 $E-\mu$ 模型参数

Table 2 Parameters of Duncan-Chang $E-\mu$ model											
材料 类型	ρ_d /(t·m ⁻³)	k	n	G	F	D	R_f	c /kPa	φ /(°)	$\Delta\varphi$ /(°)	
心墙	2.4	640	0.15	0.47	0	0	0.83	370	35	5	
过渡 I	2.3	1115	0.35	0.3	0.083	7.8	0.66	172	51.6	8.4	
过渡 II	2.3	1208	0.37	0.29	0.113	8.9	0.77	185	49.2	6.5	
主堆石	2.19	1003	0.37	0.31	0.137	6.3	0.78	217	51.9	8.9	
次堆石	2.20	1037	0.31	0.30	0.114	5.9	0.76	158	49.7	5.8	
覆盖层	2.21	1150	0.24	0.37	0.151	6.2	0.83	10	47.0	5.7	

相对坝体而言, 廊道尺寸小且其周围结构复杂, 涉及到与两岸平洞及心墙的连接等细部构造, 所以建造模型时采用了子模型方法 (又称切割边界位移法)。即根据圣维南原理, 在整体模型计算分析的基础上, 取出廊道和防渗墙周围的一定区域进行更细致的模拟与网格划分, 模型图见图 9。同时真实模拟了大坝的填筑和蓄水过程。为了更精确的模拟廊道和防渗墙周围的接触如上下游泥皮和底部残渣等, 采用了有厚度的接触单元^[16], 单元应力应变关系法向采用 S.C. Bandis 双曲线模型^[17]; 切向采用 Clough 的剪切双曲线模型^[18]。

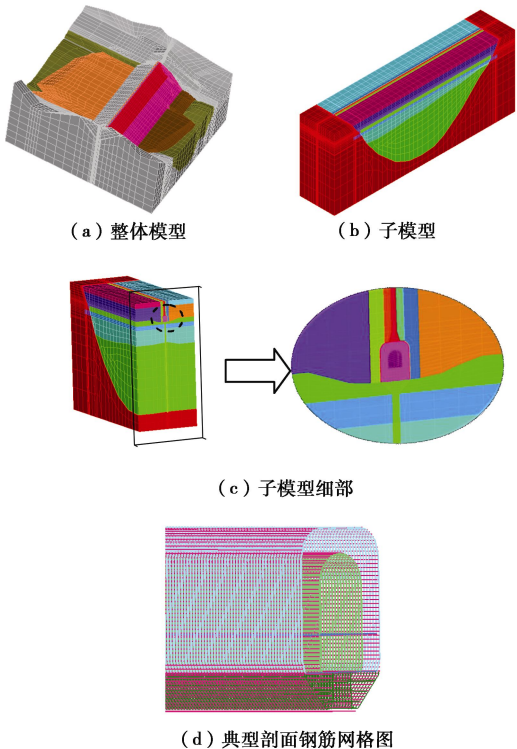


图 9 有限元模型图

Fig. 9 FEM mesh model

3.2 计算结果分析

有限元计算的廊道应力分布规律基本上与监测结果相符合。

(1) 横向应力

廊道纵向钢筋计受力时程曲线 (图 7) 显示 1—1 剖面 (接近左岸结构缝的基岩段剖面) 的顶拱、底板和上下游边墙均表现为拉应力, 有限元计算结果显示出同样的受力特性, 靠近结构缝的基岩段布满了微裂纹, 具体如图 10 (a) 所示, 图中红色圆圈表示由拉应力引起的张开状态的裂纹。整个基岩段都出现很大拉应力, 尤其是防渗墙与基岩的交接处, 这主要是由于基岩段廊道受到覆盖层段廊道拖拽作用的同时也受基岩的约束作用, 所以基岩段廊道承受了很大的拉应力。

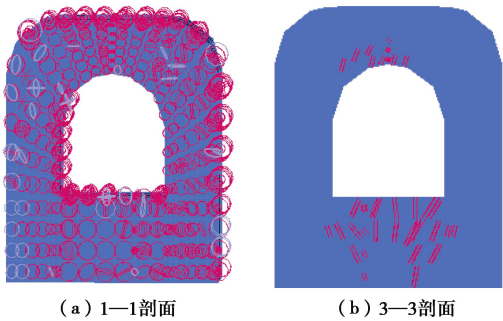


图 10 微裂纹分布图 (红色圆圈表示张开状态的裂纹)

Fig. 10 Cracking area

表 3 同时列出了蓄水完成后廊道中央剖面 and 1/4 跨剖面处的纵向钢筋应力计算值和实测值, 从表中可以看出除了个别监测点以外, 监测应力与计算得到的应力值差别不大, 规律相同。

表 3 纵向钢筋计应力计算值与实测值

		Table 3 Observed and calculated stresses of longitudinal reinforcing steel bars (MPa)			
位置		1/4 跨剖面		河床中央剖面	
		实测值	计算值	实测值	计算值
上游边墙	外侧	-55.1	-61.0	-85.8	-100.5
	内侧	-51.9	-50.5	-76.6	-96.0
顶拱	外侧	-29.3	-35.6	-102.6	-102.8
	内侧	-19.5	-27.1	-87.4	-99.3
下游边墙	外侧	-27.8	-12.0	-81.1	-89.7
	内侧	-31.6	-28.0	-72.6	-89.6

钢筋计的实测资料显示, 当廊道开始蓄水时, 廊道 1/4 跨处, 压应力从上游向下游减小, 下游面出现了一定区域的低压应力。表 4 同时列出了廊道 1/4 跨处钢筋应力的监测值和计算值, 两者虽然存在一定差异, 但是在水库蓄水的过程中, 下游边墙外侧的压应力增量是最小的, 与观测结果一致。对原因进行初

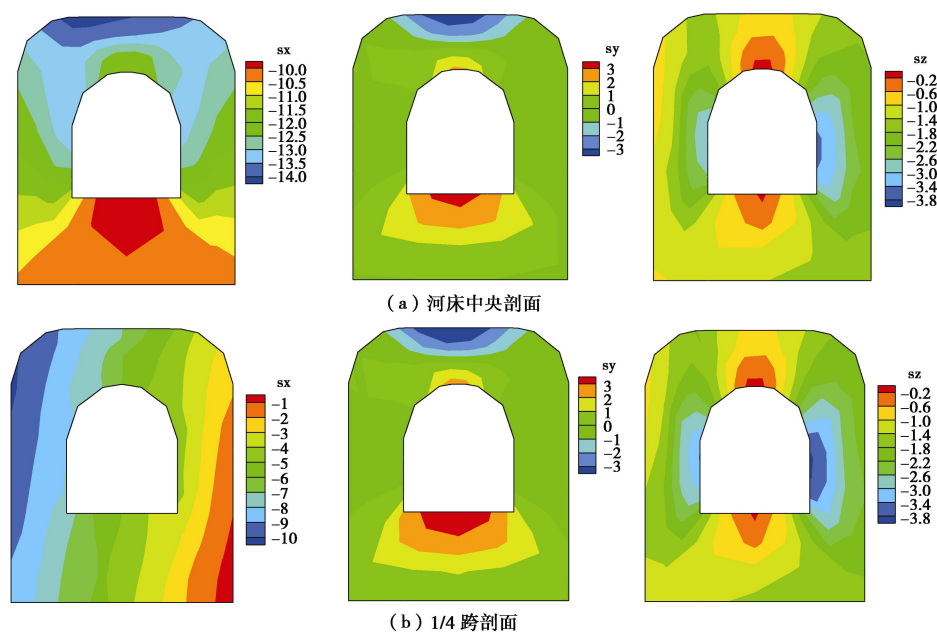


图 11 廊道剖面应力

Fig. 11 Stresses of typical gallery profiles

步分析，蓄水后廊道在水荷载作用下发生了很大的向下游的挠曲变形，变形最大值出现在河床中央部位。由于廊道很长，在下游堆石料的被动土压力作用下，整个廊道呈现一个梯形变形趋势，所以廊道河床中央部位压应力最大。1/4 跨处的拉应力主要是由于廊道处于梯形变形的“反弯段”引起的，“反弯段”下游侧廊道有受拉的趋势，所以压应力反而逐渐减小。

(2) 环向应力

廊道环向钢筋计受力时程曲线（图 8）显示，廊道顶拱内侧和底板出现了极大的拉应力，甚至 1/4 跨剖面的混凝土出现了破坏，应力全部由钢筋承担，有限元计算结果显示同样的规律，随着坝体填筑高程不断增加，在土压力作用下，顶拱外侧和边墙内侧出现了很大的压应力，顶拱内侧和底板出现了很大的拉应力。图 10（b）列出了河床中央顶拱内侧和底板由于拉应力而出现微裂纹的情况。表 5 同时列出了蓄水完成后环向钢筋的应力计算值与实际监测值，从表中可以看出除了个别监测点以外，监测应力与计算得到的应力值差别不大。图 11 为河床中央和 1/4 跨剖面的应力云图，结合之前的图表进行分析可得通过有限元计算得到廊道应力特性与观测的结果一致。

廊道横河向表现为整体受压，应力值最大出现在廊道中央剖面，而接近结构缝的基岩段剖面基本上处于全段面受拉的状态。廊道 1/4 跨附近压应力从上游向下游逐渐减小，下游面出现了一定区域的低压应力。因此应该加强这两处纵向钢筋的配置。廊道的顶拱内侧和底板存在很大的环向拉应力，所以应该加强这两处环向钢筋的配置，或适当增加底板厚度。

表 4 钢筋计应力计算值与实测值

Table 4 Observed and calculated stresses of reinforcing steel bars (MPa)

时间	项目	上游边墙		顶拱		下游边墙	
		外侧	内侧	外侧	内侧	内侧	外侧
		R20	R21	R24	R25	R29	R28
实测应力值	填筑完成	-29.3	-21.5	-11.6	-10.0	-9.44	-25.0
	正常蓄水位	-55.1	-51.9	-29.3	-19.5	-31.6	-27.8
计算应力值	填筑完成	-23.4	-17.4	-20.0	-17.1	-7.8	-12.4
	正常蓄水位	-61.0	-50.5	-35.6	-27.1	-28.0	-12.0

表 5 环向钢筋计应力计算值与实测值

Table 5 Observed and calculated stresses of annular reinforcing steel bars (MPa)

位置		1/4 跨剖面		河床中央剖面	
		实测值	计算值	实测值	计算值
上游边墙	外侧	-9.11	-12.4	-19.4	-21.0
	内侧	-101.7	-110	-66.0	-88.0
顶拱	外侧	-96.6	-106.1	-75.5	-69.0
	内侧	107.8	160.5	18.0	68.0
下游边墙	外侧	-33.7	-14.5	-48.9	-40.0
	内侧	-101.1	-110	-67.4	-92.0
底板	上侧	236.3	189.0	111.9	95.6
	下侧	195.3	162.3	53.9	41.0

4 结 论

(1) 廊道结构缝变形随坝体填筑高程的增加而逐渐增大，大部分变形发生在填筑期，填筑完成后变形速率减小，但第二次蓄水超过第一次蓄水的最高水位后变形却有一个短期内的骤然增加，结合坝体变形监测资料初步分析，是因为骨架颗粒在水荷载作用下破

碎、位置重新排列、滑移填充孔隙,使坝体变形骤然增加,廊道变形随之增加,从而导致结构缝变形骤增。

(2) 廊道结构缝的变形与防渗墙形状和廊道基岩搁置段长度有很大关系。防渗墙坡比较小、深度较大、出现外凸现象的一侧,或者廊道搁置段较长的一侧结构缝变形往往较大。在设计和施工中可根据具体情况,在左右两岸采用不同结构型式结构缝。

(3) 廊道结构缝附近基岩段全断面受拉、廊道河床段的底板部位在填筑初期表现为拉应力、廊道 1/4 跨坝段的下游侧出现低压应力区,有变为拉应力的可能。所以应考虑在整个廊道的底板部位、靠近结构缝坝段、1/4 跨廊道部位的下游侧适当进行纵筋的布置。

(4) 相对于廊道的横河向应力而言,水库的蓄水过程对廊道顺河向和竖直向应力几乎没有影响,应力主要发生在填筑期。随着坝体高程的不断增加,在坝体压应力作用下,河床段廊道,在两岸边墙内侧和顶拱外侧受压,在底板和顶拱内侧受拉,因此可适当对坝体的底板和顶拱进行加厚,并加强配筋。

(5) 廊道边墙的竖向压应力,上游侧明显小于下游侧。廊道顶拱和底板的顺河向拉应力,1/4 跨剖面的应力值大于河床中央剖面,更容易出现开裂问题,配筋时可加强 1/4 跨廊道处的环向配筋。

参考文献:

- [1] 孔俐俐,刘小生,赵剑明,等.高土石坝建设的若干应用基础研究问题[J].中国水利水电科学研究院学报,2006,4(4): 310 - 313. (KONG Li-li, LIU Xiao-sheng, ZHAO Jian-ming, et al. Some issues to be studied in the construction of high earth and rockfill dams[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2006, 4(4): 310 - 313. (in Chinese))
- [2] 王刚,张建民,濮家骊.坝基混凝土防渗墙应力位移影响因素分析[J].土木工程学报,2006,39(4): 73 - 77. (WANG Gang, ZHANG Jian-min, PU Jia-liu. An evaluation of the factors influencing the stress and deformation of concrete diaphragm wall in dams[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(4): 73 - 77. (in Chinese))
- [3] 吕洪旭,陈科文,邓建辉,等.瀑布沟大坝防渗墙应力分布特性及机理探讨[J].人民长江,2011,42(10): 39 - 42. (LÜ Hong-xu, CHEN Ke-wen, DENG Jian-hui, et al. Discussion on mechanism and stress distribution features of diaphragm walls of pubugou hydropower station during construction period[J]. Yangtze River, 2011, 42(10): 39 - 42. (in Chinese))
- [4] 张宏军.新疆某碾压式沥青混凝土心墙坝设计[J].人民黄河,2012,34(3): 101 - 103. (ZHANG Hong-jun. Design application of a dam with roller compacted asphalt concrete core wall in Xinjiang[J]. Yellow River, 2012, 34(3): 101 - 103. (in Chinese))
- [5] 尤士介,袁长海,王林,等.瀑布沟水电站坝基廊道结构缝渗水[J].人民长江,2011,42(24): 38 - 40. (YOU Shi-jie, YUAN Chang-hai, WANG Lin, et al. Water seepage treatment of structural joints of dam foundation gallery in Pubugou Hydropower Station[J]. Yangtze River, 2011, 42(24): 38 - 40. (in Chinese))
- [6] 郑培溪,赵静,崔会东,等.磬峡大坝坝基廊道结构缝渗漏原因分析及处理效果[J].水电自动化与大坝监测,2012,36(2): 72 - 76. (ZHENG Pei-xi, ZHAO Jing, CUI Hui-dong, et al. Seepage causes and treatment of structural joints in foundation corridor of Qiaoxi dam[J]. Hydropower Automation and Dam Monitoring, 2012, 36(2): 72 - 76. (in Chinese))
- [7] 王晓安,吕海东,王平,等.深厚覆盖层心墙堆石坝坝基河床廊道结构缝设计[J].水资源与水电工程学报,2013,24(1): 135 - 137. (WANG Xiao-an, LÜ Hai-dong, WANG Ping, et al. Analysis of structural joint design of foundation river-bed gallery for core wall rockfill dam on deep overburden[J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2013, 24(1): 135 - 137. (in Chinese))
- [8] 熊堃,何蕴龙,伍小玉,等.长河坝坝基廊道应力变形特性研究[J].岩土工程学报,2011,33(11): 1767 - 1774. (XIONG Kun, HE Yun-long, WU Xiao-yu, et al. Stress and deformation behavior of foundation gallery of Changheba Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(11): 1767 - 1774. (in Chinese))
- [9] 冯蕊,伍小玉,何蕴龙,等.深厚覆盖层上超高心墙堆石坝坝基廊道非线性开裂分析[J].四川大学学报(工程科学版),2015,47(1): 60 - 67. (FENG Rui, WU Xiao-yu, HE Yun-long, et al. Nonlinear cracking analysis of foundation gallery of high core wall rockfill dam on thick overburden layer[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2015, 47(1): 60 - 67. (in Chinese))
- [10] 陈刚,马光文,付兴友,等.瀑布沟大坝基础防渗墙廊道连接型式研究[J].四川大学学报(工程科学版),2005,37(3): 32 - 36. (CHEN Gang, MA Guang-wen, FU Xing-you, et al. Research for the joint type by gallery between dam impervious wall and core wall of pubugou project[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2005, 37(3): 32 - 36. (in Chinese))0417
- [11] 朱俊高,蒋朴,黄书秦.混凝土防渗墙接头大比尺模型试验与计算[J].水利学报,1998(3): 40 - 43. (ZHU Jun-gao, JIANG Pu, HUANG Shu-qin. Large scale model tests and computation of junction of concrete watertight wall[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998(3): 40 - 43. (in Chinese))

- [12] 冯蕊, 何蕴龙. 深厚覆盖层上高砾石土心墙堆石坝变形监测分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊 2): 485 - 491. (FENG Rui, HE Yun-long. Analysis of deformation monitoring of high gravelly soil corewall rockfill dam n thick overburden layer[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S2): 485 - 491. (in Chinese))
- [13] 刘小敏, 王华, 杨萌, 等. 混凝土本构关系研究现状及发展[J]. 河南科技大学学报(自然科学版), 2004, **25**(5): 58 - 62. (LIU Xiao-min, WANG Hua, YANG Ming, et al. Present research situation and development of constitutive model of concrete[J]. Journal of Henan University of Science and Technology (Natural Science), 2004, **25**(5): 58 - 62. (in Chinese))
- [14] 董哲仁. 钢筋混凝土非线性有限元法原理与应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002. (DONG Zhe-ren. Nonlinear finite element method of reinforced concrete[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2002. (in Chinese))
- [15] 江见鲸, 陆新征. 混凝土结构有限元分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013. (JIANG Jian-jing, LU Xin-zheng. Finite element analysis of concrete structures[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013. (in Chinese))
- [16] 万彪, 何蕴龙, 熊堃, 等. 有厚度节理单元开发与应用[J]. 水电能源科学, 2008, **26**(4): 63 - 66. (WAN Biao, HE Yun-long, XIONG Kun. Development of joint element with thickness and its application[J]. Water Resources and Power, 2008, **26**(4): 63 - 66. (in Chinese))
- [17] BANDIS S C, LUMSDEN A C, BARTON N R. Fundamentals of rock joint deformation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1983, **20**(6): 249 - 268.
- [18] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite element analysis of retaining wall behavior[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1971, **97**(12): 1657 - 1673.

第四届GeoShanghai国际会议通知

GeoShanghai is a series of international conferences on geotechnical engineering held in Shanghai every four years. The conference was inaugurated in 2006 and was successfully held in 2010 and 2014, with more than 1200 participants in total. Since the last conference, the geotechnical communities have witnessed many advances both in fundamental understandings and engineering practices. To show the latest developments and promote collaborations in geotechnical engineering and related topics, the organizers of the GeoShanghai International Conference would like to invite you to participate in the 4th GeoShanghai International Conference to be held in Shanghai in May 2018.

Objective: Provide a showcase of recent developments and advances and offer an international forum to discuss and explore the future directions for geotechnical engineering.

Themes: Soil behavior & geomechanics; Unsaturated soil mechanics; Seepage and porous mechanics; Rock mechanics and rock engineering; Pavement mechanics and engineering; Geohazards; Geosynthetics; Geoinformatics; Geotechnical in-situ testing & monitoring; Environmental geotechnics; Transportation geotechnics; Offshore geotechnics; Mining geotechnics; Energy-related geotechnics; Behavior of biotreated geomaterials and foundations; Geomechanics at macro & micro scales; Ground improvement; Soil dynamics & earthquake engineering; Landfills and contaminated soil; Sustainability in geotechnical engineering; Deep excavations & retaining structures; Shafts & deep foundations; Tunneling and underground constructions; Pavement materials

and structures; New frontiers in geotechnology; Case studies.

Important Dates: Abstract due: April 30, 2017; Acceptance of abstract: May 31, 2017; Full paper due: August 31, 2017; Acceptance of full paper: November 30, 2017; Final full paper due: January 31, 2018.

Paper Submission: Abstracts and full papers should be submitted only via the web in accordance with the instructions on the conference website at www.geo-shanghai.org.

Proceeding: All the accepted papers will be included in a published proceeding to be submitted for citation by EI. Excellent papers will be published in special issues of several international journals to be submitted for citation by SCI based on peer-review.

Exhibition: Lab, field testing, instrumentation, geosynthetics, and other geotechnical manufacturers, suppliers, contractors, installers, and consulting firms are welcome to exhibit.

Conference Website: Please visit the website at www.geo-shanghai.org for updates and more detailed information.

Contacts: Ming Xiao, Ph.D., P.E., Associate Professor Department of Civil & Environmental Engineering, The Pennsylvania State University, University Park, PA 16802, USA Tel: 814-867-0044, Email: mxiao@engr.psu.edu. Xiaoqiang Gu, Ph.D., Assistant Professor Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University 1239 Siping Road, Shanghai 200092, China Tel: + 86(21)-6598-4551, Fax: + 86(21)-6598-5210 E-mail: geoshanghai@tongji.edu.cn.