

DOI: 10.11779/CJGE201908009

白鹤滩拱坝谷幅变形预测及不同计算方法变形机制研究

钟大宁¹, 刘耀儒^{*1}, 杨 强¹, 徐建荣², 何明杰², 张伟狄²

(1. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要: 中国已建成的特高拱坝如溪洛渡、锦屏一级等, 在初期蓄水过程中均表现出了谷幅收缩的异常现象。而拱坝是高次超静定结构, 对坝基变形尤其是不均匀变形非常敏感。从有效应力改变和岩体材料泡水弱化这一谷幅变形机制和边界施加位移这一计算手段出发, 利用弹塑性有限元方法, 计算并预测白鹤滩拱坝在初期蓄水过程中可能产生的谷幅变形, 并分析了谷幅变形对大坝位移和应力的影响。结果表明: 两种方法的计算结果相差很大; 从有效应力改变和岩体材料弱化角度出发, 白鹤滩拱坝两岸山体可能产生的最大谷幅收缩不大于 40 mm, 且该谷幅变形不会很大程度上降低拱坝的整体稳定性, 只是使坝体产生了新的应力集中区。而拱坝对施加边界位移具有很强的超载能力, 但谷幅收缩对坝体应力的影响极小。对比发现, 坝基不均匀变形是影响拱坝应力的关键因素。

关键词: 谷幅变形; 有效应力; 材料弱化; 边界加位移; 不均匀变形

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1455-09

作者简介: 钟大宁(1991—), 女, 博士研究生, 主要从事岩石力学方面的研究工作。E-mail: zdn14@mails.tsinghua.edu.cn。

Prediction of deformation of valley width of Baihetan arch dam and deformation mechanisms of several methods

ZHONG Da-ning¹, LIU Yao-ru¹, YANG Qiang¹, XU Jian-rong², HE Ming-jie², ZHANG Wei-di²

(1. State Key Laboratory of Hydroscience and Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. PowerChina

Huadong Engineering Corporation, Hangzhou 310014, China)

Abstract: The super high arch dams built in China, such as Xiluodu and Jinping, show abnormal phenomenon of reduction of valley width during the initial impounding stage. The arch dam is a high-order statically indeterminate structure, which is very sensitive to deformation of dam foundation, especially non-uniform deformation. Based on the deformation mechanism of valley width and the method for calculating the boundary displacement, the possible deformation of valley width of Baihetan arch dam in the process of initial impounding is calculated and predicted, and its effects on the displacement and stress of the dam are analyzed by using the elastoplastic finite element method. The results show that the two methods are greatly different. From the perspective of change of effective stress and weakening of rock mass materials, the maximum reduction of valley width is no more than 40 mm, and it will not greatly reduce the overall stability of the arch dam, but only causes new stress concentration area on the dam body. However, the arch dam has strong overload capability to the boundary displacement, and the impact of the reduction of the valley width on the stress of the dam is very small. The non-uniform deformation of the foundation is the key factor which affects the dam stress.

Key words: valley width deformation; effective stress; weakening material; boundary displacement; non-uniform deformation

0 引言

近年来, 中国的锦屏一级、小湾、溪洛渡等一批 300 m 级特高拱坝陆续在西南地区建成并蓄至正常蓄水位。在蓄水过程中, 锦屏一级拱坝、溪洛渡拱坝均表现出了谷幅收缩的异常现象, 引起了坝工界和学术界的高度关注。拱坝作为高次超静定结构, 其受力条件对坝基变形极为敏感, 坝基不均匀变形可能导致坝体结构开裂。溪洛渡拱坝下游水垫塘裂缝及二滩拱坝下游坝面裂缝就是很好的案例。除此之外, 意大利的

Beauregard 拱坝^[1]在首次蓄水期间, 左岸山体座滑挤压坝体向上游变形, 下游面出现水平裂缝; Vajont 拱坝^[2]在蓄水 3 a 后的库水位上升期发生大规模的库前滑坡; 法国 Malpasset 拱坝^[3]蓄水 5 a 后溃坝; 奥地利 Kolnbrein 拱坝^[4]蓄水当年发生坝踵开裂。蓄水初期山

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51739006); 国家自然科学基金面上项目(11572174); 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室科研课题(2019-ky-03)

收稿日期: 2018-11-28

*通讯作者 (E-mail: liuyaoru@tsinghua.edu.cn)

体变形研究愈发重要和迫切。

中国特高拱坝主要集中在中国西南地区。河谷快速下切和强褶皱山系在时间和空间上叠加形成了西南地区河谷陡峻、高地应力的复杂地形地质结构及水文地质条件,使得坝址区地质体在天然情况下即处于临界平衡或接近临界平衡的状态。正常蓄水这一扰动极有可能会打破这种平衡,产生不可逆转的谷幅变形。白鹤滩拱坝是金沙江四个梯级电站之一,上接乌东德梯级,下邻溪洛渡梯级。溪洛渡已经观测到了比较显著的谷幅收缩,因此有必要对白鹤滩拱坝蓄水初期可能产生的谷幅变形进行研究。

对于蓄水诱发的山体变形规律及其相关机制,国内外许多学者已经进行了相关研究。刘有志等^[5]、梁国贺等^[6]、汤雪娟等^[7]都曾对谷幅变形现象进行分析并推测原因,但都没有严格的机理分析。Paronuzzi 等^[8]把 Vajont 拱坝蓄水后的坡体变形总结为不可逆的塑性变形。蓄水初期谷幅变形的主要研究手段包括从蓄水引起岩体和结构面摩阻力降低这一机制出发的有效应力改变、岩体材料遇水软化及边界施加位移这一特殊模拟手段。其中,杨强等^[9]提出了非饱和裂隙岩体的有效应力原理,并应用在锦屏一级拱坝中。杨宝全等^[10]对锦屏一级高拱坝坝肩软岩和结构面岩样进行水岩耦合三轴压缩试验,给出了强度参数定量弱化结果。Frigerio 等^[11]用边界施加位移的简化处理方法来近似反映山体变形,对 Beauregard 拱坝进行研究。

本文使用集成 OpenMP 并行的三维非线性有限元程序 TFINE,从机制——有效应力改变、岩体材料遇水弱化及方法——边界施加位移两个方面,对白鹤滩拱坝在蓄水过程中可能产生的谷幅变形进行计算和预测,分析各自产生的谷幅变形对拱坝位移、应力的影响,并对不同方法的变形机制进行了探讨,为以后的工程实践提供参考。

1 谷幅变形分析方法

1.1 裂隙岩体的有效应力原理

有效应力原理被公认是太沙基于 1936 年提出:有效应力决定了饱和岩土材料的压缩、变形与抗剪强度^[11]。很多学者对此提出了质疑,开始研究分别适用于饱和土体弹性变形和屈服准则的有效应力^[12]。研究思路大致分为两类:一类是从有效应力决定饱和岩土变形(即变形等效)的角度建立有效应力表达式^[13-14];另一类则是从有效应力决定饱和岩土抗剪强度(即强度等效)的角度建立有效应力表达式,最早见于 Skempton^[15],而 Coussy^[16]和 Borja^[17]则从更为严格强度等效即能量耗散等效角度来定义有效应力。所有

版本的有效应力定义都是基于孔隙介质,且可统一表达为 $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \eta p \delta_{ij}$ 。Biot 是较早地认识到针对饱和土体弹性变形和屈服应采用不同有效应力的学者,他认为计算弹性变形时,有效应力系数 η_1 与土体颗粒和土体骨架的压缩性之比有关,而在考虑屈服准则时,有效应力系数 η_2 与土体塑性孔隙率和土体塑性体积应变率之比有关。很明显, η_1 与 η_2 有所不同,但对于饱和土体二者相差不大,都接近于 1。因此,太沙基有效应力近似成立,即分析饱和孔隙介质的弹性变形和屈服采用同一个有效应力,即 $f(\sigma'_{ij}) \leq 0$ 。

以上有效应力在单重孔隙介质中是有效的,但把用于计算弹性变形的有效应力直接应用于裂隙岩体的屈服准则中却不能较好地模拟水库在蓄水初期观测到的谷幅变形。这是由于孔隙介质材料和裂隙岩体材料在结构上存在本质差别。孔隙介质材料的基本特征之一是任何一点只存在一个水压力,因此可以用单孔隙度模型来对孔隙介质进行计算。而对于一般裂隙岩体(完整岩体及完全破碎岩体除外),岩块往往由若干条大裂隙切割。同一点存在两个水压力,即孔隙水压力 p_1 和裂隙水压力 p_2 。因此,对于裂隙岩体,蓄水初期时,裂隙水压力迅速增大而孔隙水压力基本保持不变, $\Delta p = p_2 - p_1$ 不能均化处理,单一有效应力假定不再适用,适用于弹性变形的有效应力不再适用于屈服准则。

裂隙岩体宜从双重介质模型的角度加以解释^[18],这样岩体在同一点就同时存在两个水压力:岩块渗透压力 p_1 和裂隙渗透压力 p_2 。目前,关于裂隙岩体有效应力的定义还不多见。Tuncay 等^[19]首次基于双重介质模型提出了饱和裂隙岩体的有效应力。而关于裂隙岩体的弹塑性计算, Ma 等^[20]将 Khalili 提出的基于弹性变形的有效应力直接应用于屈服准则,这一观点与太沙基的观点吻合。

基于以上两个方面,饱和裂隙岩体必须从以下两个角度来解释分析:①裂隙岩体必须采用双重介质模型进行分析;②弹性变形计算和塑性变形计算要采用不同的有效应力。具体计算步骤为:天然平衡条件下,有效应力为

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p_1 \delta_{ij} \quad , \quad (1)$$

用于计算裂隙岩体的弹性变形和塑性变形。初期蓄水过程中,在 σ'_{ij} 的基础上,新的有效应力为

$$\sigma'_{ij}^* = \sigma'_{ij} - (p_2 - p_1) \delta_{ij} \quad , \quad (2)$$

只用于计算由屈服产生的塑性变形,即

$$f(\sigma'_{ij}^*) \leq 0 \quad . \quad (3)$$

在计算过程中, σ'_{ij} 由饱和渗流应力分析得到,裂隙水压力取 $p_2 = \gamma_w h$,即认为裂隙水压力与库水压力同步变化,依据之一是 Vajont 拱坝水压力计实测数据^[8]。

理论上, 屈服准则可以任意选择。本文计算中, 屈服准则选用岩土工程广泛使用的 D-P 准则。

1.2 岩体材料遇水弱化

水库开始蓄水后, 由于水的浸泡作用, 上游边坡岩体在渗透作用下, 材料性质会发生变化。

本文将采用改进的强度折减法对边坡变形进行分析, 具体的理论意义可参见杨强等^[21]的工作。在该强度折减法中, 假定强度参数 f , c 和弹性模量 E 采用相同的折减系数 α , $0 < \alpha < 1$ 。即 $f' = (1 - \alpha)f$, $c' = (1 - \alpha)c$, $E' = (1 - \alpha)E$ 。泊松比 ν 采用公式 $\nu' = \nu + \alpha(0.5 - \nu)$ 。这样当 $\alpha = 1$ 时, E , f , c 均降为 0, ν 增加到 0.5。

强度参数 f , c 的折减可以通过弹塑性迭代中的转移应力实现; 弹性参数 E , ν 的改变可以弹性应力增量的形式在弹塑性迭代中实现^[22], 这里不再赘述。

1.3 边界施加位移

由于不能对大坝蓄水期边坡变形场进行准确地模拟预测, 一些学者开始通过其它方式来间接的模拟谷幅变形从而进一步分析拱坝稳定性。边界位移法就是这样的一种方法。该方法主要通过解除部分边界简支约束, 代之以某种模式的位移条件, 使边坡产生相应的变形, 如图 1 所示。然后就可以基于该假设的边界位移条件调整位移, 对大坝进行敏感性分析。

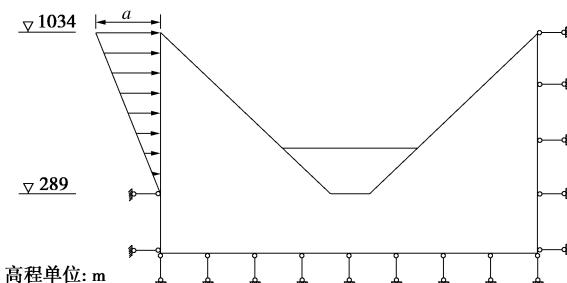


图 1 边界位移法模拟谷幅变形示意图

Fig. 1 Sketch of boundary displacement method

除了 Frigerio 等^[1]用边界位移法对 Beauregard 拱坝进行研究外, 程立等^[23]在分析锦屏一级左岸边坡运行期变形对拱坝影响时, 也采用了对模型施加远端边界位移荷载拟合抗力体边坡表面测点位移的方法。

2 有限元模型与材料参数

2.1 有限元网格

为了充分模拟白鹤滩拱坝两岸边坡与坝体的相互作用情况, 特采用大范围、小单元精细化网格进行模拟。网格剖分中采用坐标系如下: x 轴正方向指向左岸山里, y 轴正方向指向下游, z 轴正方向为竖直向下。有限元模型模拟山体的总范围为 $1600 \text{ m} \times 1200 \text{ m} \times 1074 \text{ m}$ 。其中, 横河向范围: 模型沿坝轴中心线

向左右岸各延伸 800 m ; 顺河向范围: 沿坝轴线向上游延伸 528 m , 向下游延伸 672 m ; 高程方向范围: 海拔 $-40 \text{ m} \sim 1034 \text{ m}$, 坝顶高程 834 m , 坝底高程 545 m 。模型全部采用八节点六面体和六节点五面体单元, 总节点数 361327, 总单元数 344393, 其中坝体单元数 17868。有限元网格如图 2 所示。

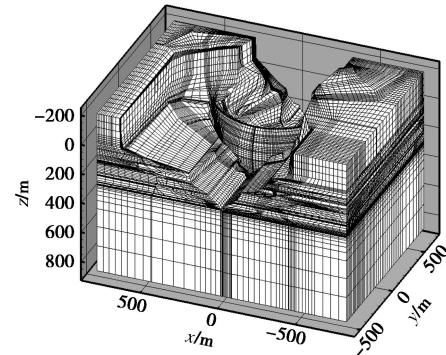


图 2 白鹤滩拱坝有限元网格

Fig. 2 Finite element mesh of Baihetan arch dam

此外, 模型还对左岸高程 $570 \sim 590 \text{ m}$ 的陡坎、左岸坝顶高程 $834 \sim 750 \text{ m}$ 的垫座平台, 以及左岸高程 750 至右岸高程 613 m 的扩大基础进行模拟, 同时也模拟了坝基中的主要软弱结构面, 如图 3 所示。模拟的结构面有 C3, C4, C5, F17, F18, LS331, LS3318 等。

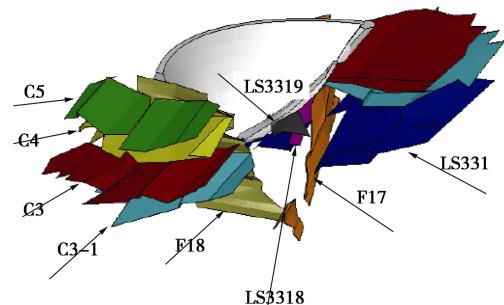


图 3 白鹤滩拱坝断层和错动带的分布位置

Fig. 3 Distribution of faults and shearing bands

2.2 材料参数

弹塑性有限元计算使用的材料参数如表 1 所示 (柱状节理玄武岩简称为柱岩)。断层和错动带根据具体位置进行更细的材料划区, 如 C3, LS331, F17 等。

3 有效应力原理及材料弱化效应

3.1 谷幅测线位置

类似锦屏一级拱坝, 为了精确计算由各类荷载产生的谷幅变形, 特在左右两岸边坡不同高程上选择若干点来计算谷幅。最终选定 6 条谷幅测线, 如图 4 所示, 其中测线 1 和 2 位于上游高程 834 m 处, 测线 3 和 4 位于上游高程 854 m 处, 测线 5 和 6 分别位于下

游高程 820, 800 m 处。

表 1 白鹤滩拱坝弹塑性计算材料参数

Table 1 Material parameters of Baihetan arch dam

材料分类	E/GPa	ν	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	f	c/MPa
III1 类岩石	18.00	0.22	28	1.35	1.55
III1I 类岩石	11.00	0.24	27	1.15	1.10
III2I 类岩石	9.00	0.26	26	1.00	1.05
IV1I 类岩石	4.00	0.30	25	0.75	0.55
C3 一区	0.20	0.35	20	0.55	0.25
C3 二区	0.20	0.35	20	0.45	0.15
C3 三区	0.20	0.35	20	0.38	0.05
C3-1 一区	0.10	0.35	20	0.39	0.10
C3-1 二区	0.10	0.35	20	0.37	0.05
C4	0.05	0.35	20	0.25	0.04
C5	0.10	0.35	20	0.38	0.05
LS331 一区	2.00	0.35	20	0.70	0.30
LS331 二区	2.00	0.35	20	0.50	0.10
LS331 三区	0.20	0.35	20	0.45	0.10
LS3318 一区	0.25	0.35	20	0.50	0.15
LS3318 二区	0.25	0.35	20	0.39	0.10
LS3319 一区	0.20	0.35	20	0.50	0.15
LS3319 二区	0.20	0.35	20	0.38	0.05
F17 弱化上段	0.04	0.35	20	0.28	0.04
F17 弱化下段	0.20	0.35	20	0.38	0.05
F17 微新岩体	0.20	0.35	20	0.56	0.20
F18 弱化上段	0.20	0.35	20	0.38	0.05
F18 弱化下段	0.20	0.35	20	0.45	0.15
F18 微新岩体	0.20	0.35	20	0.55	0.20
III1I 类柱岩	14.00	0.22	28	1.35	1.55
III1I 类柱岩	9.00	0.24	27	1.15	1.10
III2I 类柱岩	7.00	0.26	26	1.00	1.05
IV1I 类柱岩	2.50	0.30	25	0.75	0.55

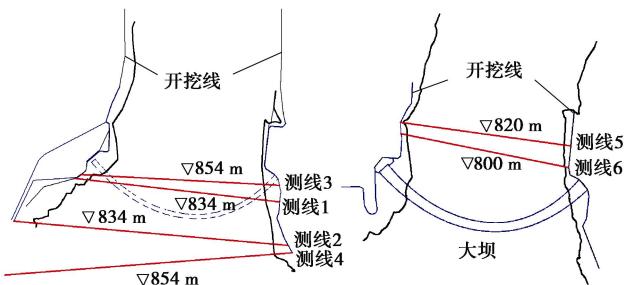


图 4 谷幅测线位置

Fig. 4 Locations of measuring lines for valley width

3.2 有效应力改变及材料弱化计算范围

由于初期蓄水过程主要表现为上游水位的抬升, 因此有效应力改变和岩体弱化的范围主要是考虑上游两岸边坡及近坝区。参考其它工程, 本文中, 有效应力改变和材料弱化的范围为: 横河向延伸至左右岸边界; 顺河向从左右岸坝肩延伸至上游边界; 铅直向从正常蓄水位至坝底高程, 如图 5 所示。

3.3 单个因素引起的谷幅变形

由于正常蓄水位为大坝在正常运行时经历的最危险水位, 为了能够较好地反映有效应力改变及材料弱化产生的谷幅变形及其对大坝位移应力的影响, 这

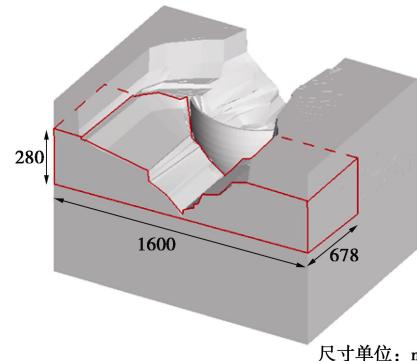


图 5 有效应力改变和岩体材料弱化范围

Fig. 5 Zone of effective stress change and weakening rocks

里以蓄水到高程 825 m 为例, 来计算有效应力改变及材料弱化分别产生的谷幅变形。同时考虑材料弱化 10%, 20%, 30% 三种情况, 分别计算其谷幅变形, 以进行材料弱化程度的敏感性分析。计算结果如表 2 所示。

表 2 两种因素产生的谷幅变形

Table 2 Deformations of valley width caused by two factors (mm)

谷幅测线	有效应力	弱化 10%	弱化 20%	弱化 30%
1	-11.72	-10.36	-26.74	-54.92
2	-10.61	-8.20	-19.71	-37.92
3	-7.13	-5.99	-14.64	-29.10
4	-6.63	-5.68	-13.24	-24.31
5	-1.94	-1.46	-3.63	-7.06
6	-2.97	-3.52	-9.29	-18.69

由表 2 可以看出: 有效应力改变和材料弱化都会使边坡产生谷幅缩窄; 材料弱化程度对谷幅变形的影响很显著。材料弱化程度每降低 10%, 由其产生的谷幅缩窄值可翻一倍之多, 所以在计算时材料弱化程度要慎重选择。鉴于杨宝全^[11]的材料弱化试验结果, 及初期蓄水过程的持续时间和岩体浸泡程度, 接下来均以蓄水到高程 825 m, 材料弱化 20% (大坝最不利工况) 来分析有效应力改变和材料弱化产生的谷幅变形对大坝的影响。

3.4 谷幅变形对大坝位移的影响

本文的计算步骤是, 正常工况完成后依次考虑有效应力的改变、岩体的材料弱化进行有限元计算。

以下游坝面为例, 取建基面从右岸到左岸 1 至 79 个节点, 如图 6 所示, 统计其顺河向位移和横河向位移变化规律。正常工况、有效应力改变和岩体材料弱化下位移分布分别如图 7~9 所示。

由图 7~9 可知, 正常工况时, 坝基顺河向位移沿拱坝中心线成对称分布, 横河向位移沿拱坝中心线成反对称分布, 坝体向两岸山体变形。在考虑有效应力改变和岩体材料弱化后, 坝体的顺河向位移均有所增加, 沿拱坝中心线基本成对称分布, 但是左右岸峰值有所差别, 这可能与两岸山体地质条件不同有关;

横河向位移沿拱坝中心线基本成反对称分布, 但与正常工况不同的是, 坝体均向河内变形, 且岩体材料弱化 20%产生的坝基变形略大于有效应力改变的效果。但坝体均不会产生向上游的变形。

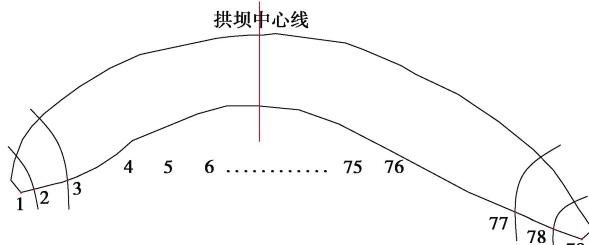


图 6 建基面下游坝面节点分布图

Fig. 6 Distribution of nodes on downstream dam surface

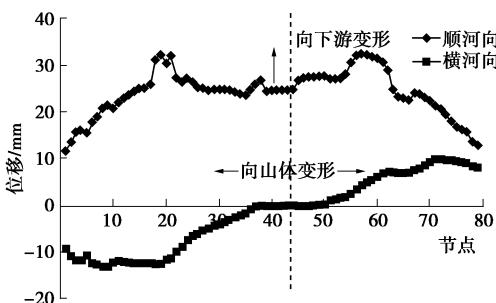


图 7 正常工况时坝基位移分布图

Fig. 7 Distribution of displacement of foundation under normal working condition

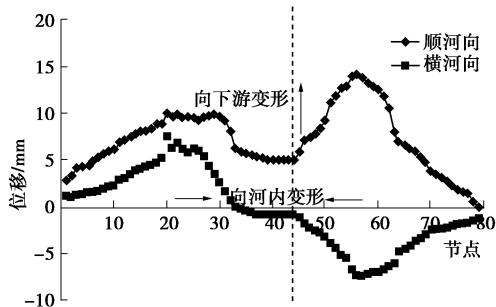


图 8 有效应力改变时坝基位移分布图

Fig. 8 Distribution of displacement of foundation under effective stress change

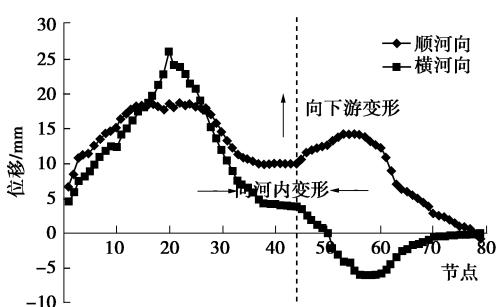


图 9 岩体材料弱化时坝基位移分布图

Fig. 9 Distribution of displacement of foundation under weakening rock mass materials

3.5 谷幅变形对大坝应力的影响

为了对比有效应力改变和材料弱化对坝体应力的影响, 图 10~13 分别给出了正常工况 (a)、正常工况+有效应力改变 (b)、正常工况+有效应力改变+材料弱化 10% (c)、正常工况+有效应力改变+材料弱化 20% (d) 时上下游坝面点安全度和屈服区图及上下游坝面主应力大于 1.5 MPa 的应力分布图。坝体的屈服区体积变化如表 3 所示。

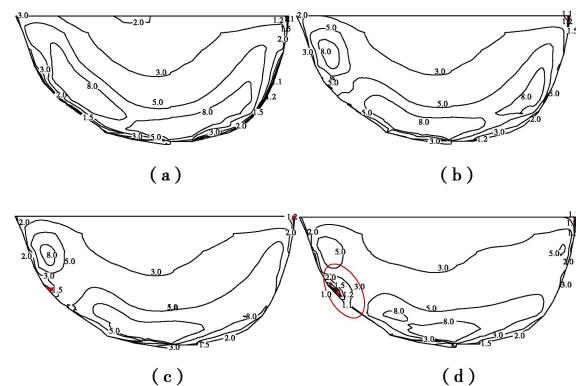


图 10 上游坝面点安全度和屈服区分布图

Fig. 10 Distribution of point safety degree and yield zone on upstream dam surface

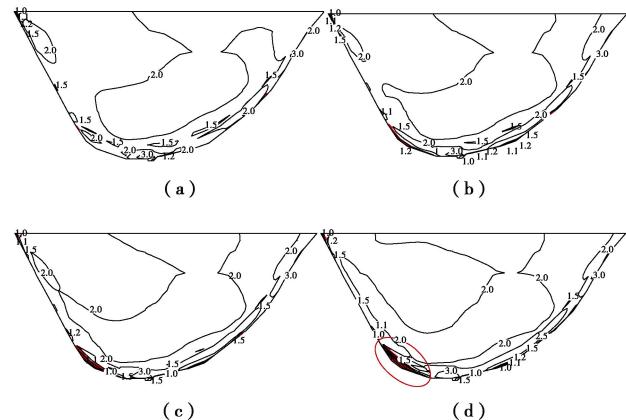


图 11 下游坝面点安全度和屈服区分布图

Fig. 11 Distribution of point safety degree and yield zone on downstream dam surface

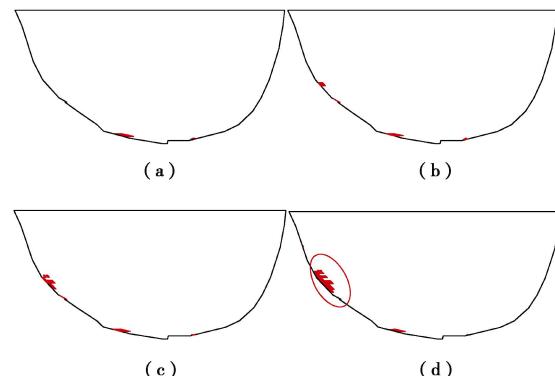


图 12 上游坝面主拉应力大于 1.5 MPa 的区域分布图

Fig. 12 Distribution of principal tensile stress larger than 1.5 MPa on upstream dam surface

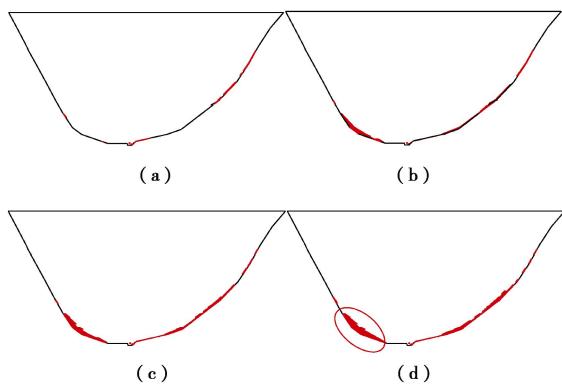


图 13 下游坝面主拉应力大于 1.5 MPa 的区域分布图

Fig. 13 Distribution of principal tensile stress larger than 1.5 MPa on downstream dam surface

表 3 坝体屈服区体积

Table 3 Yielding volumes of dam body (m³)

计算工况	a	b	c	d
屈服区体积	0	4187	7496	18133

由图 10~13 和表 3 可知: ①正常工况时, 上下游坝面均未出现屈服区; 考虑有效应力改变的作用后, 上游坝面左拱端高程 670 m, 下游坝面右拱端高程 545~610 m 范围内出现小范围屈服; 再考虑岩体材料弱化后, 上下游坝面出现屈服的位置与考虑有效应力改变时相同, 但屈服区范围有所扩大。上下游坝面主拉应力存在同样的规律。②有效应力改变和岩体材料弱化的主要作用是使坝体产生新的应力集中区, 且应力集中的位置与不考虑此因素时的应力集中位置不同。③材料弱化程度对坝体屈服区的影响极大, (d) 工况时的坝体屈服区体积是 (b) 的 4 倍之多。但由于岩体泡水软化是一个缓慢加速的过程, 因此除了重点考察有效应力改变的影响外, 还应该慎重考虑岩体材料弱化程度的选择。

4 边界位移法效应

类似锦屏一级, 只在左岸边界施加边坡位移, 且边坡位移模式为从低高程(坝基)到高高程(坡顶)线性变化, 如图 1 所示。以有效应力改变计算所得谷幅变形(10 mm)为目标值进行模拟, 求取 a 值。

4.1 谷幅变形基本规律

经过反复试算, 当左岸最大位移 a 为 20 mm 时, 白鹤滩上游谷幅收缩值达到 11 mm。此时 6 条谷幅测线的变形值如表 4 所示。图 14 为边界位移超载 1 倍、2 倍、3 倍、4 倍、6 倍、8 倍时测线 1 的谷幅变化图。

由表 4 和图 14 可知, 与有效应力改变和材料弱化产生的谷幅变形规律不同, 这 6 条谷幅测线都表现为谷幅缩窄, 且随着高程的增加而增加。上下游的谷

幅变形值相差也不大, 上游四条测线谷幅收缩平均值为 9.7 mm, 下游 2 条测线谷幅收缩平均值为 7.2 mm。随着位移超载, 谷幅收缩值与超载倍数成线性增长, 该规律与文中施加的边界位移模式息息相关。

表 4 边界位移法产生的谷幅变形值

Table 4 Values of deformation of valley width caused by boundary displacement method (mm)

谷幅测线	1	2	3	4	5	6
谷幅值	-7.00	-9.3	-10.76	-11.89	-7.47	-7.01

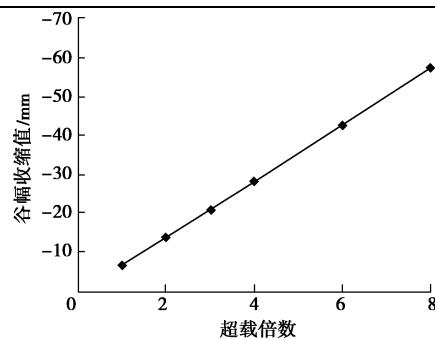


图 14 超载过程中谷幅收缩变化曲线

Fig. 14 Curve of valley width reduction during overload

4.2 谷幅变形对大坝位移的影响

为了充分考察边界位移法产生的谷幅变形对坝体位移、应力的影响。这里给出了 $a=20, 300$ mm, 即边界位移超载 1 倍、15 倍时拱坝建基面下游坝面顺河向位移与横河向位移分布, 如图 15, 16 所示。

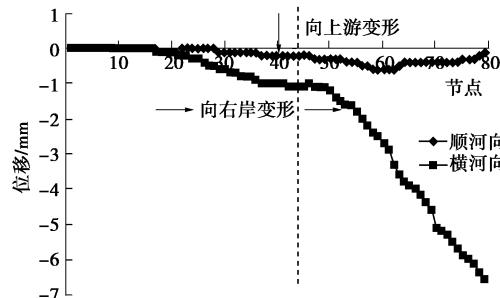


图 15 超载 1 倍时坝基位移分布图

Fig. 15 Distribution of displacement of foundation under one time overload

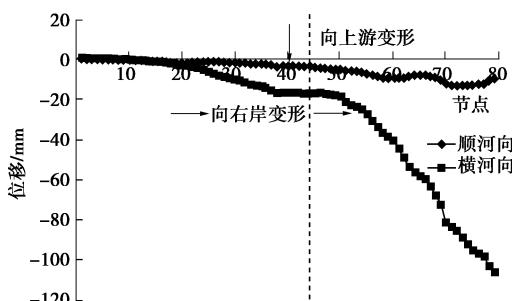


图 16 超载 15 倍时坝基位移分布图

Fig. 16 Distribution of displacement of foundation under 15 times overload

由图 15, 16 可知: ①超载 1 倍与超载 15 倍时坝基位移分布规律完全相似, 量值大小成比例增加。②坝基顺河向位移指向上游, 但是量值很小, 不会抵消正常工况时坝基指向下游的变形。③坝基左岸横河向位移分布近似与高程成正相关分布, 右岸横河向位移相较于左岸很小, 可以忽略不计。

4.3 谷幅变形对大坝应力的影响

图 17, 18 给出了超载 1 倍 $a=20 \text{ mm}$ (a)、超载 10 倍 $a=200 \text{ mm}$ (b)、超载 20 倍 $a=400 \text{ mm}$ (c)、超载 30 倍 $a=600 \text{ mm}$ (d) 时上下游坝面的屈服区图。表 5 给出了 4 种工况下坝体屈服区体积变化。

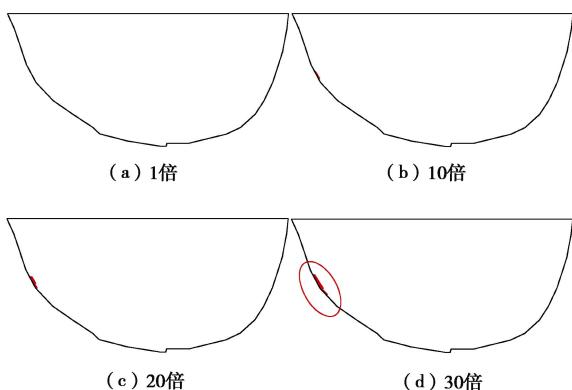


图 17 上游坝面屈服区分布图

Fig. 17 Distribution of yield zone on upstream dam surface

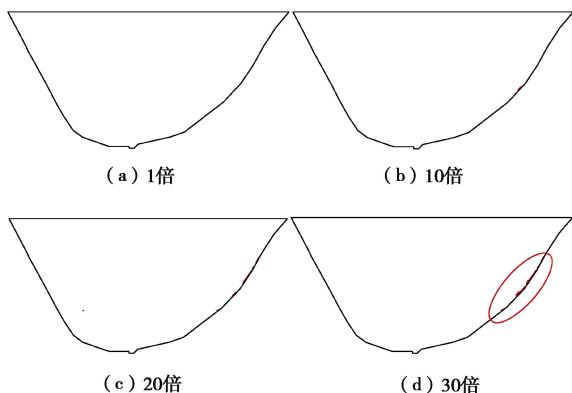


图 18 下游坝面屈服区分布图

Fig. 18 Distribution of yield zone on downstream dam surface

表 5 坝体屈服区体积

Table 5 Yielding volumes of dam body (m^3)

工况	1 倍超载	10 倍超载	20 倍超载	30 倍超载
屈服区	0	36.9	786.3	4426.5

由图 17, 18 和表 5 可知, 用边界加位移法计算时, 超载 10 倍时, 坝体的屈服区体积仅为 36.9 m^3 , 低于 10 倍时, 坝体几乎没有屈服区。超载 20 倍、30 倍时上下游坝面少量的屈服区才慢慢扩大, 但是范围也很有限 (图中标记区域), 如超载 30 倍时的坝体屈服区体积才近似等同于有效应力改变时的坝体屈服

区。可见边界加位移对坝体应力的影响之小。

5 变形机理

从以上计算结果可知, 在使边坡产生同样的谷幅收缩情况下, 有效应力改变和材料弱化可以使坝体产生新的应力集中区, 而边界加位移却对坝体应力没有影响。白鹤滩拱坝对边界加位移具有极强的超载能力 (超载 20 倍时, 谷幅收缩约为 200 mm), 这一特征与锦屏一级类似^[31], 锦屏一级在运行期流变趋于稳定时, 谷幅收缩值达到 30 mm , 6 倍超载时 (谷幅收缩约为 180 mm) 拱坝才开始出现屈服区。

边界加位移这种方法的特殊性必然与其位移的施加方式有关, 但具体关系还值得探索。由于拱坝是高次超静定结构, 对坝基变形尤其是非均匀变形非常敏感, 本文即从坝基变形角度来探讨这几种方法之间的差异性。图 19, 20 分别给出了几种计算方案下坝基顺河向位移和横河向位移分布的对比。

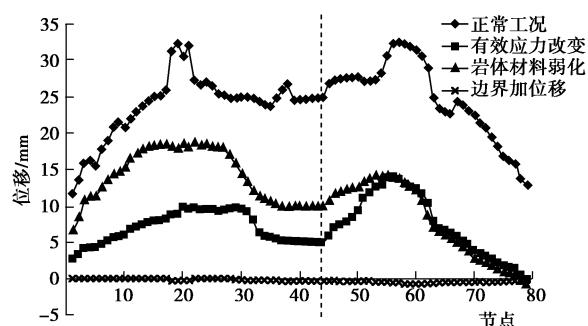


图 19 建基面顺河向位移对比

Fig. 19 Comparison of displacements along river

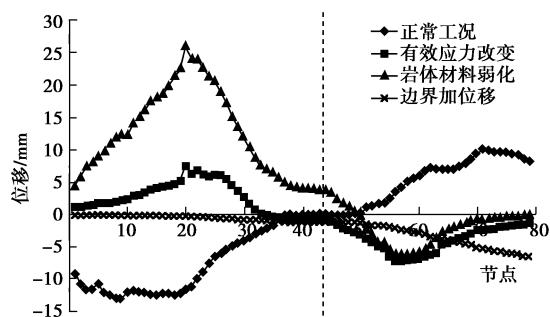


图 20 建基面横河向位移对比

Fig. 20 Comparison of displacements perpendicular to river

由几种计算方案下建基面顺河向位移和横河向位移的对比可以清楚知道, 边界加位移这种加载方式使坝基产生的不均匀变形很小。在这种加载方式作用下, 坝基的顺河向位移很小, 可以忽略不计; 坝基的横河向位移随着高程近似成线性增长, 不均匀的程度极小。反观有效应力改变、岩体材料弱化这两种计算方法, 坝基均产生了一定程度的不均匀变形, 其对坝体应力的影响也较为显著。

因此,从坝基不均匀变形的角度出发,坝基不均匀变形的程度决定了坝体应力受影响的程度。无论何种加载方式,使坝基产生足够大的不均匀变形才是影响坝体应力水平的关键。

6 结 论

通过对白鹤滩拱坝工程实例进行精细化建模,从蓄水导致岩体及结构面摩阻力减少这一机制即有效应力改变、岩体材料弱化和边界施加位移两个方面对白鹤滩拱坝在初期蓄水过程中可能产生的谷幅变形进行预测,分析了谷幅变形对大坝位移、应力的影响并对这几种方法的变形机理进行了对比。得到以下 4 点结论。

(1) 无论从有效应力改变和岩体材料弱化这个谷幅变形机制出发,还是利用边界位移法进行分析,拱坝均不会产生向上游的位移。

(2) 岩体材料弱化 20% 时,谷幅收缩的最大值约为 37 mm。因为岩体的弹塑性计算参数已经考虑了软化效应,蓄水初期岩体材料弱化 20% 已经很大。所以,白鹤滩拱坝的谷幅收缩值应该在有效应力改变和岩体材料弱化 20% 计算所得范围以内,也即不会超过 40 mm。

(3) 通过调整边界位移可以使拱坝产生很大的谷幅变形,但对坝体应力的影响却很小即拱坝对边界加位移具有很强的超载能力。从有效应力改变和岩体材料弱化这个谷幅变形机制出发,它只能使白鹤滩拱坝产生有限的谷幅收缩值,但其对坝体应力和屈服区的影响却很明显。

(4) 无论哪种计算方法,坝基的不均匀变形才是影响坝体应力的关键因素,应该把重点放在坝基的不均匀变形上,并据此判断影响坝体应力的不利因素并采取相应措施。

参 考 文 献:

- [1] FRIGERIO A, MAZZA G. The rehabilitation of Beauregard dam: the contribution of the numerical modeling[C]// 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Vienna, 2013: 343 – 352.
- [2] MULLER L. The rock slide in the Vajont Valley[J]. Rock Mechanics and Engineering Geology, 1964, 2(3): 148-212.
- [3] LONDE P. The Malpasset dam failure[J]. Engineering Geology, 1987, 24(1/2/3/4): 295 – 329.
- [4] LOMBARDI G. Kolnbrein dam: an unusual solution for an unusual problem[J]. International Water Power & Dam Construction, 1991, 43(6): 31 – 34.
- [5] 刘有志, 张国新, 程 恒, 等. 特高拱坝谷幅缩窄成因及对大坝变形和应力的影响分析[C]//中国大坝协会学术年会. 郑州, 2014. (LIU You-zhi, ZHANG Guo-xin, CHENG Heng, et al. Valley width reduction causes and its effects on displacement and stress of the dam[C]// Chinese Dam Academic Annual Meeting. Zhengzhou, 2014. (in Chinese))
- [6] 梁国贺, 胡 昱, 樊启祥, 等. 溪洛渡高拱坝蓄水期谷幅变形特性与影响因素分析[J]. 水力发电学报, 2016, 35(9): 101 – 110. (LIANG Guo-he, HU Yu, FAN Qi-xiang, et al. Analysis on valley deformation of Xiluodu high arch dam during impoundment and its influencing factors[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2016, 35(9): 101 – 110. (in Chinese))
- [7] 汤雪娟, 张 冲, 王仁坤. 渗流场作用的地基变形对高拱坝结构的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2016, 12(增刊 2): 645 – 650. (TANG Xue-juan, ZHANG Chong, WANG Ren-kun. Analysis on foundation deformation and its effect on high arch dam surface considering seepage field[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2016, 12(S2): 645 – 650. (in Chinese))
- [8] PARONUZZI P, RIGO E, BOLLA A. Influence of filling drawdown cycles of the Vajont reservoir on Mt. Toc slope stability[J]. Geomorphology, 2013, 191(5): 75 – 93.
- [9] CHENG L, LIU Y R, YANG Q, et al. Mechanism and numerical simulation of reservoir slope deformation during impounding of high arch dams based on nonlinear FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2017, 81: 143 – 154.
- [10] 杨宝全, 张 林, 徐 进, 等. 高拱坝坝肩软岩及结构面强度参数水岩耦合弱化效应试验研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2015, 47(2): 21 – 27. (YANG Bao-quan, ZHANG Lin, XU Jin, et al. Experimental study of weakening effect of water-rock coupling interaction on strength parameters of dam abutment weak rock and structural plane for high arch dam[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2015, 47(2): 21 – 27. (in Chinese))
- [11] TERZAGHI K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear[C]// Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Harvard, 1936: 54 – 56.
- [12] LADE P V, BOER D E. The concept of effective stress for soil, concrete and rock[J]. Géotechnique, 1997, 47(1): 61 – 78.
- [13] 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.
- [14] BIOT M A, WILLIS D G. The elastic coefficients of the theory of consolidation[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1957, **24**: 594 – 601.
- [15] SKEMPTON A W. Effective stress in soils, concrete and rocks[C]// *Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*. Butterworths, 1960.
- [16] COUSSY O. *Poromechanics*[M]. London: John Wiley & Sons, 2004.
- [17] BORJA R I, KOLIJI A. On the effective stress in unsaturated porous continua with double porosity[J]. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 2009, **57**(8): 1182 – 1193.
- [18] BARENBLATT G I, ZHELTOV I P, KOCHINA I N. Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks[J]. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*, 1960, **24**(5): 1286 – 1303.
- [19] TUNCAY K, CORAPCIOGLU M Y. Effective stress principle for saturated fractured porous media[J]. *Water Resources Research*, 1995, **31**(12): 3103 – 3106.
- [20] MA J J, ZHAO G F, KHALILI N. A fully coupled flow deformation model for elasto-plastic damage analysis in saturated fractured porous media[J]. *International Journal of Plasticity*, 2016, **76**: 29 – 50.
- [21] 杨 强, 潘元炜, 程 立, 等. 蓄水期边坡及地基变形对高拱坝的影响[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, **34**(增刊2): 3979 – 3986. (YANG Qiang, PAN Yuan-wei, CHENG Li, et al. Impounding influence of slope and foundation deformation on high arch dam[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(S2): 3979 – 3986. (in Chinese))
- [22] 杨 强, 陈 新, 周维垣. 基于 D-P 准则的三维弹塑性有限元增量计算的有效算法[J]. *岩土工程学报*, 2002, **24**(1): 16 – 20. (YANG Qiang, CHEN Xin, ZHOU Wei-yuan. A practical 3D elasto-plastic incremental method in FEM based on D-P yield criteria[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, **24**(1): 16 – 20. (in Chinese))
- [23] 程 立, 刘耀儒, 潘元炜, 等. 锦屏一级拱坝左岸边坡长期变形对坝体影响研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, **35**(增刊2): 4040 – 4052. (CHENG Li, LIU Yao-ru, PAN Yuan-wei, et al. Research on influence of left bank slope's long-term deformation on dam body for Jinping I arch dam[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(S2): 4040 – 4052. (in Chinese))

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学的研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 (www.cgejournal.com) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 40 元, 全年定价 480 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 – 4548, 国内统一刊号 CN 32 – 1124/TU, 国内发行代号 28 – 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhri.cn。