

土石坝水力劈裂发生过程的有限元数值模拟

李全明¹, 张丙印¹, 于玉贞¹, 王建国²

(1. 清华大学水利水电工程系, 北京 100084; 2. 新加坡国立大学, 新加坡 119260)

摘要: 在总结国内外关于水力劈裂机理分析及数值模拟方法的基础上, 将所提出的渗透弱面水压楔劈作用模型引入基于比奥固结理论的有效应力法, 采用弥散裂缝理论描述水力劈裂裂缝的发展过程, 建立了用于描述水力劈裂发生和扩展过程的数学模型及有限元计算模式。模拟了挪威 Hyttejuvet 坝水力劈裂破坏的发生过程。计算结果表明: 本文建立的数学模型和相应计算模式能够较好地模拟土石坝水力劈裂的破坏过程, 可用于土石坝工程的安全性评价。

关键词: 水力劈裂; 比奥固结理论; 弥散裂缝理论; Hyttejuvet 坝

中图分类号: TV641

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)02-0212-06

作者简介: 李全明(1979-), 男, 河北沧州人, 博士研究生。E-mail: qm01@mails.tsinghua.edu.cn。

Numerical simulation of the process of hydraulic fracturing in earth and rockfill dams

LI Quan-ming¹, ZHANG Bing-vin¹, YU Yu-zhen¹, WANG Jian-guo²

(1. Department of Hydraulic Engineering of Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. National University of Singapore, Singapore 119260, Singapore)

Abstract: The mechanism and numerical simulation of hydraulic fracturing were summarized and the model on wedging action in weak link was proposed in the framework of the effective-stress method based on Biot's consolidation theory. Then the smeared cracking theory was applied to simulate the process of hydraulic fracturing, while the fracture model and the calculation method were established to analyze the opening and expanding of hydraulic fracturing. As a case study, the process of hydraulic fracturing of Hyttejuvet Dam in Norway was analyzed and it was indicated that the fracture model and the numerical method could simulate well the behavior of hydraulic fracturing and could be applied to the safety assessment of earth dams.

Key words: hydraulic fracturing; Biot's consolidation theory; smeared cracking theory; Hyttejuvet Dam

0 引言

在水利工程的诸多坝型中, 土石坝具有可利用当地材料筑坝、对地形地质条件适应性好、造价较低、施工方法简单以及抗震性能好等优点, 在我国水利水电资源开发过程中占有重要的地位。目前, 一系列大型土石坝工程正在规划和设计过程之中, 充分保证工程的安全性是进行工程可行性研究的核心问题之一。土质心墙坝的水力劈裂问题是目前工程界普遍关注又亟待解决的关键问题之一。

1 水力劈裂发生机理

长期以来, 国内外许多学者致力于土石坝水力劈裂问题的研究工作。Kulhawy^[1]系统地分析了心墙两侧堆石体对心墙的拱效应, 认为拱效应是发生水力劈裂的必要条件之一。Sherard^[2]分析了众多被认为发生了水力劈裂破坏的土石坝工程实例, 分析了这些工程

发生水力劈裂破坏的现象。黄文熙^[3]给出了能够揭示水力劈裂现象实质的定义, 指出“水力劈裂是指由于水压力的抬高在岩体或土体中引起裂缝发生与扩展的一种物理现象”, “心墙中任何一点处的孔隙水压力如果使该点处的最小主应力的有效值降低至心墙土料的抗拉强度, 心墙就会沿着这个最小主应力面产生水力劈裂”。在此基础上, 孙亚平^[4]进行了系统的水力劈裂试验, 证明了水力劈裂发生的必要条件是土体中的最小有效主应力达到土的抗拉强度, 目前这一结论已经得到公认。

在系统总结国内外关于水力劈裂研究成果的基础上, 张丙印等^[5]提出并阐述了可诱导发生水力劈裂的

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50579029); 国家自然科学基金委员会, 二滩水电开发有限责任公司雅砻江水电开发联合研究基金资助项目(50639060)

收稿日期: 2005-11-29

渗透弱面水压楔劈效应作用模型, 土石坝心墙中可能存在的渗透弱面及其在水库快速蓄水过程中产生的弱面楔劈效应是发生水力劈裂的重要条件。如图1所示, 当蓄水位快速上升时, 软弱带中水压力迅速增加, 而心墙中孔隙水压力增加缓慢, 从而形成从软弱带向心墙两侧的楔劈作用也即“楔劈效应”。笔者^[6]研制了一种新型的用于研究水压力沿渗透软弱面渗入土体形成水压楔劈效应并诱导发生水力劈裂现象的试验装置, 并采用糯扎渡高心墙堆石坝心墙混合土料进行了水力劈裂试验。研究结果证实了所提出的渗透弱面水压楔劈效应作用模型的正确性。笔者认为土石坝中堆石体对心墙的“拱效应”以及渗透弱面的水压“楔劈效应”的共同作用诱发了水力劈裂破坏的发生。

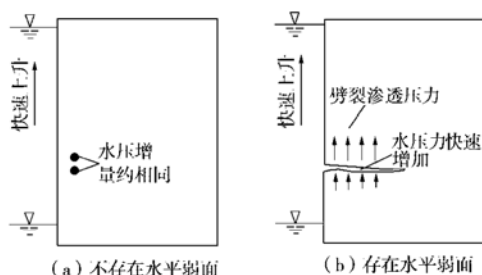


图1 渗透弱面水压楔劈效应示意图

Fig. 1 Sketch of wedging action in weak link

2 水力劈裂数值模拟方法

目前, 用于分析和判别土石坝是否会发生水力劈裂的数值方法主要有两种: 总应力判别方法和有效应力判别方法。

总应力判别法认为当心墙上游面的库水压力大于心墙上游面土的最小主应力(有人认为是中主应力)时, 心墙会发生水力劈裂。总应力法是目前工程实践中常用的判别方法。但是总应力法无法考虑坝体填筑和水库蓄水过程等因素的影响, 不能说明土体发生裂缝的机理, 也无法计算和分析水力劈裂的过程。

有效应力法认为当计算所得心墙上游面土体的最小主应力小于土体的抗拉强度时, 心墙会发生水力劈裂。基于比奥固结理论的有效应力法同总应力法相比在机理上比较严密, 但在应用上方法还比较笼统, 例如, 当应用有效应力法进行计算判别时, 土石坝几乎不会发生水力劈裂。另外根据有效应力法的计算结果, 尽管存在明显的“拱效应”, 但是在心墙水平面的法向作用的仍是主应力的方向, 这同在工程实际中水力劈裂多发生在水平向的结果相矛盾。

上述对水力劈裂问题的研究均针对的是一点或局部产生水力劈裂的条件, 然而一点或局部水力劈裂的产生并不一定会导致整体结构(心墙)产生水力劈裂。

现有的总应力法和有效应力法都无法计算和分析水力劈裂裂缝的扩展过程。

Rashid^[7]首次提出了弥散裂缝理论, 并将该模型应用于钢筋混凝土结构的开裂分析中。Rashid的研究成果提出了基于连续介质力学方法来模拟材料开裂行为的思想, 为研究土石坝水力劈裂发生和扩展过程提供了新思路。Hillerborg等^[8]提出了虚拟裂缝模型, 将带状微裂区简化为一条分离的虚拟裂缝, 克服了线弹性断裂力学中自适应网格的局限性。李全明等^[9]将弥散裂缝理论应用于压实黏土裂缝扩展过程的数值计算中。

本文将所提出的渗透弱面水压楔劈作用模型引入基于比奥固结理论的有效应力法, 采用弥散裂缝理论描述水力劈裂的发展过程, 建立了用于描述水力劈裂发生和扩展过程的数学模型及有限元计算模式, 为土石坝水力劈裂问题的研究提供了新的思路。

3 水力劈裂发生过程的有限元模型

3.1 比奥固结理论

根据加权残数法, 以孔隙水压力和位移为未知量, 推导出二维 Biot 固结理论的有限元格式如下^[10]:

$$\begin{cases} [K]^\epsilon \{\delta\}^\epsilon + [K_c]^\epsilon \{p\}^\epsilon = \{R_f\}^\epsilon, \\ [K_c]^\epsilon \{\delta\}^\epsilon - [K_s]^\epsilon \{p\}^\epsilon = \{R_q\}^\epsilon, \end{cases} \quad (1)$$

$$\{R_f\}^\epsilon = \int [N]^T \{\bar{F}\} ds + \iint [N]^T \{F\} dA, \quad (2)$$

$$\{R_q\}^\epsilon = - \int [\bar{N}]^T v_n ds - \iint [B_s]^T [K] \begin{Bmatrix} 0 \\ \gamma_w \end{Bmatrix} dA, \quad (3)$$

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & \cdots & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & \cdots & 0 & N_4 \end{bmatrix}_{2 \times 8}, \quad (4)$$

$$[\bar{N}] = [N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4]_{1 \times 4}. \quad (5)$$

式中 $\{\delta\}^\epsilon$ 表示单元结点位移; $\{p\}^\epsilon$ 表示单元结点孔隙水压力; $\{\bar{F}\}$ 表示单元边界面力; $\{F\}$ 表示单元体积分力; v_n 表示单元边界流速; $[K]$ 表示渗透系数矩阵; $\{K\}^\epsilon$ 为单元刚度矩阵; $[K_c]^\epsilon$ 为单元耦合矩阵; $[K_s]^\epsilon$ 为单元渗流矩阵; $N_1 \cdots N_4$ 为单元形函数。

3.2 压实黏土脆性断裂模型及裂缝的弥散

(1) 应力-应变关系

压实黏土在受压状态下可采用已有的非线性或弹塑性模型(例如邓肯-张 EB 模型)。

试验结果表明: 压实黏土在受拉条件下的应力应变关系表现出明显的非线性(图2)。本文采用下式描述其应力与应变之间的关系:

$$\sigma = E \varepsilon (\mu_0 - A_1 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \right)^{B_1}) \quad (0 < \varepsilon < \varepsilon_f). \quad (6)$$

式中 E 代表压实黏土无损伤时的变形模量; μ_0 为初始切线变形模量折减系数, 用于衡量土体受拉承载之前的初始损伤程度; ε_f 为峰值应变; A_1 和 B_1 为材料常数, 可表示为

$$A_1 = \mu_0 - \frac{\sigma_1}{E\varepsilon_f}, \quad (7)$$

$$B_1 = \frac{\sigma_1}{\mu_0 E \varepsilon_f - \sigma_1}. \quad (8)$$

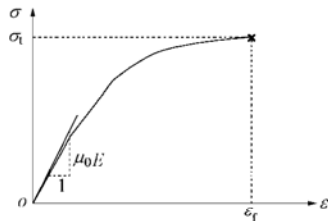


图2 拉伸状态下的应力应变关系

Fig. 2 Stress and strain relation under tensile state

(2) 抗拉破坏判别准则

大量压实黏土单轴拉伸试验和厚壁圆筒试验表明, 当压实黏土的最小有效主应力达到土体的抗拉强度时, 会发生压实黏土的拉伸破坏, 并在垂直于最小有效主应力的方向发生裂缝^[4]。故本文采用

$$\sigma_3 < \sigma_t, \quad (9)$$

其中, σ_3 为单元的最小有效主应力, σ_t 为压实黏土的抗拉强度。

(3) 土体裂缝的弥散

当裂缝发生后, 土体即在裂缝的法向丧失抗拉刚度, 但在另一方向刚度基本不变, 所以可将发生裂缝后的土体处理成各向异性体, 以模拟土体在裂缝法向抗拉刚度的丧失。为此, 以垂直和平行于裂缝面的方向建立单元的局部坐标系(图3)。在该局部坐标系中, 可将土体开裂后的应力应变关系表示为^[9]

$$\{\Delta\sigma\} = [D']\{\Delta\varepsilon\} = \begin{bmatrix} D'_{11} & D'_{12} & 0 \\ D'_{21} & D'_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D'_{33} \end{bmatrix} \{\Delta\varepsilon\}, \quad (10)$$

式中

$$D'_{11} = \frac{\mu(1-\nu)E}{1-\nu-2\mu\nu^2}, \quad (11a)$$

$$D'_{22} = \frac{E(1-\mu\nu^2)}{(1+\nu)(1-\nu-2\mu\nu^2)}, \quad (11b)$$

$$D'_{33} = \chi G, \quad (11c)$$

$$D'_{12} = D'_{21} = \frac{\mu\nu E}{1-\nu-2\mu\nu^2}, \quad (11d)$$

其中, $[D']$ 为土体单元在局部坐标系中的应力应变关系矩阵, χ 为剪切模量折减系数, μ 为变形模量折减系数。对于压实黏土发生脆性开裂时 μ 可取一小值。

在整体坐标系中应力应变关系矩阵 $[D]$ 可表示为

$$[D] = [R]^T [D'] [R], \quad (12)$$

式中, $[R]$ 为坐标转换矩阵。

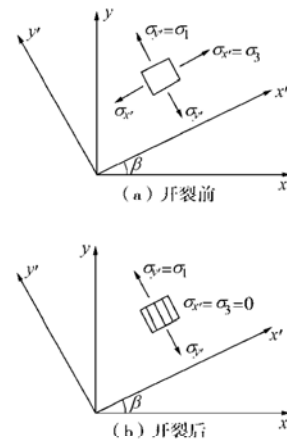


图3 土体裂缝的弥散

Fig. 3 Smearing of crack in soils

开裂土体除了应力应变关系的各向异性外还具有渗透系数的各向异性。在计算分析中, 可对单元的渗透系数矩阵进行类似的处理, 通过增大单元在裂缝方向的渗透系数, 模拟单元开裂后水压力沿裂缝的渗入过程。整体坐标系中渗透系数向量同局部坐标系中渗透系数向量之间关系如下:

$$\{K\} = [T_c]\{K'\}, \quad (13)$$

式中, $\{K\}$ 和 $\{K'\}$ 分别为整体坐标系和局部坐标系渗透系数向量; $[T_c]$ 为转换矩阵, 表示为

$$[T_c] = \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta \\ -\sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix}. \quad (14)$$

在以垂直和平行于裂缝面的方向建立的单元局部坐标系下, 一旦单元开裂则在平行于裂缝面方向的渗透系数给大值。

3.3 基于流固耦合的脆性断裂模型的计算模式

图4给出了用于有限元的计算模式流程图。在计算中, 一旦发现单元发生张拉裂缝, 则需要修改开裂单元的刚度矩阵和渗透矩阵, 并设定本加载级的初始孔压场和外荷载, 修改计算步长, 进行迭代计算, 直到无单元开裂为止。

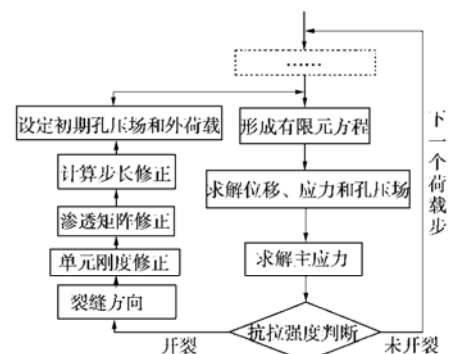


图4 有限元计算流程

Fig. 4 Flow chart of calculation in FEM

4 Hyttejuvet 坝水力劈裂过程分析

为验证本文建立的数学模型及相应有限元计算模式的有效性, 对挪威 Hyttejuvet 坝水力劈裂过程进行了数值模拟。

4.1 工程背景

Hyttejuvet 坝是挪威 Roldal-suldal 水电站的挡水建筑物, 为心墙堆石坝坝型, 最大坝高 93 m。坝体最大断面如图 5 所示。工程 1964 年~1965 年施工, 为了监测坝体施工期和蓄水期的性状, 在坝体内部和下游侧埋设了各种监测仪器, 包括在心墙不同高程处埋设了孔压传感器和土压力盒以测定不同时刻心墙的孔压和应力变化。

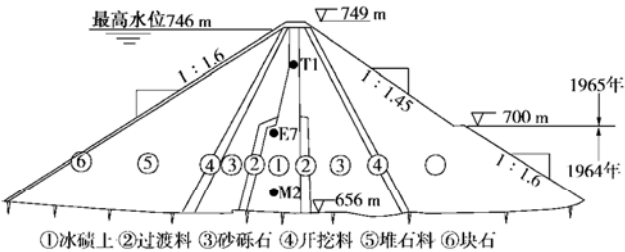


图 5 Hyttejuvet 坝横剖面图
Fig. 5 Section of Hyttejuvet Dam

当施工至高程 700 m 时, 孔压监测仪测得心墙内存在较大的超静孔隙水压力。为了加速心墙中超静孔隙水压力的消散过程, 采取了减小心墙宽度的施工措施, 因而最终形成的心墙为阶梯状变宽度狭窄心墙。在水库初次蓄水至高程 740 m 时, 尾水收集系统收集到的下游渗水量快速增加, 被工程界公认为发生了水力劈裂破坏, 经过现场勘察认为劈裂裂缝发生的部位在坝体高程 710~730 m 处^[11]。

4.2 计算概况

计算网格的划分如图 6 所示, 采用平面四边形单元, 共分为 1316 个单元和 1383 个结点。划分中考虑到心墙变宽度处不均匀变形明显, 是产生渗水弱面的主要部位, 故将三个心墙变宽度部位的网格加密, 并设置了厚 50 cm、长 2 m 左右的初始渗水弱面。渗水弱面的渗透系数取 1 m/s, 其余参数同心墙料参数 (见表 1)。计算分 31 个施工级, 模拟了实际的施工和蓄水过程。心墙及两侧堆石在受压时采用邓肯-张 EB 模型, 模型参数通过心墙沉降及应力的反馈分析得到, 具体数值见表 1 所示。心墙受拉时采用由式 (6) 所示的非线性模型, 模型参数参考糯扎渡心墙土料的单轴拉伸试验结果, 具体数值见表 2 所示。计算中结构整体非线性分析采用修正 Newton-Raphson 迭代算法, 高

斯点应力修正采用 5 阶 Runga-Kutta 迭代方法^[12]。

表 1 邓肯-张 EB 模型参数

Table 1 Parameters of Duncan-Chang's EB model							
材料名称	K $/(m \cdot d^{-1})$	Φ_0 $/(^{\circ})$	$\Delta\Phi$ $/(^{\circ})$	R_f	K	n	K_b m
心墙料	6.05×10^{-5}	40	10	1	300	0.2	100
堆石料	1944	55	10	1	1757	0.27	805

表 2 受拉模型参数

Table 2 Parameters under tensile state					
材料名称	σ_t /kPa	E /MPa	V	μ_0	ε_f
心墙料	40	50	0.2	1.0	0.001

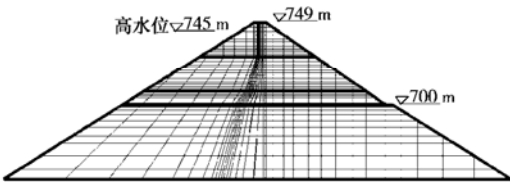


图 6 有限元计算网格
Fig. 6 Finite element mesh of calculation in FEM

4.3 孔压和变形计算成果

图 7 给出了施工期末的坝体内孔压分布。可见, 由于心墙渗透系数较低, 施工速度较快, 使得施工期末心墙中存在较大的超静孔隙水压力。



图 7 施工期末孔压分布

Fig. 7 Distribution of pressures at end of construction

研究施工期和蓄水期心墙内的孔隙水压力变化过程对研究 Hyttejuvet 坝水力劈裂问题至关重要。图 8、9 给出了心墙内两个孔压监测点 (E7 和 M2, 具体位置见图 5) 实测孔压变化过程和计算结果的对比。总体上看两者符合较好, 说明计算可以较好地模拟心墙内部孔压生成、增长和消散的变化过程。

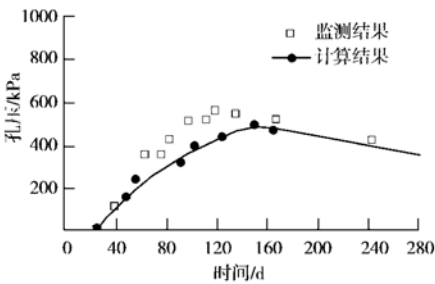


图 8 E7 处孔压的变化过程

Fig. 8 Variation of water pressures at point E7

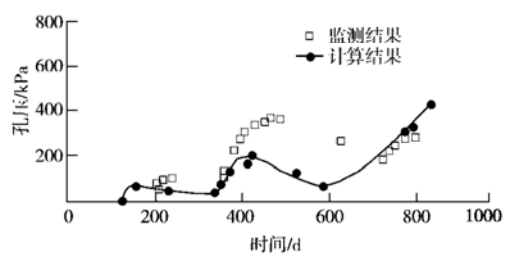


图 9 M2 处孔压的变化过程

Fig. 9 Variation of water pressures at point M2

图 10 给出了施工期末坝体的沉降图, 最大沉降 0.55 m, 发生在心墙的中下部。

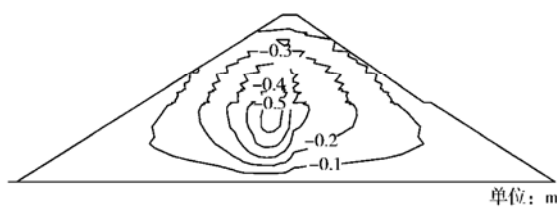


图 10 施工期末的沉降分布

Fig. 10 Settlement distribution at end of construction

4.4 心墙内应力计算成果

表 3 分别给出了施工期末、蓄水位为 710 m 时和蓄水期末 3 个时刻 T1 点 (位置见图 5) 的土压力值。从监测结果可知: 施工期末 T1 点的土压力接近于该点处的静水压力值 170 kPa; 随着蓄水位上升至 710 m, 土压力略微降低至 130 kPa; 蓄水期末达到 220 kPa。由计算结果可知, 计算得到的土压力值和监测值比较接近。

表 3 土压力监测值和计算值

Table 3 Calculated and observed earth pressures

	施工期末	710 m 水位	蓄水期末
监测值/kPa	170	130	220
计算值/kPa	150	146	210

图 11 给出了坝体施工期末的垂直应力分布。可见由于特殊的心墙形式造成了坝壳对心墙有较大的拱效应存在, 使得施工期末心墙土料的垂直压力较低, 较大的超静孔隙水压力的存在进一步减小了心墙部分的压应力值, 从而加大了水力劈裂发生的可能性。但根据计算结果, 尽管存在非常明显的“拱效应”, 心墙内竖直向仍为大主应力的作用方向, 当不在心墙内设置初始渗透弱面时, 心墙仍然不会发生水力劈裂。

4.5 水力劈裂过程分析

在蓄水期的数值计算中, 当蓄水至 740 m 时, 在“拱效应”和软弱带“楔劈效应”的共同作用下, 高程 710 m 处产生贯穿的水力劈裂裂缝, 从而导致 Hyttejuvet 坝发生水力劈裂破坏, 如图 12 所示。破坏发生的时间以及破坏的部位都与现场观测到的结果基

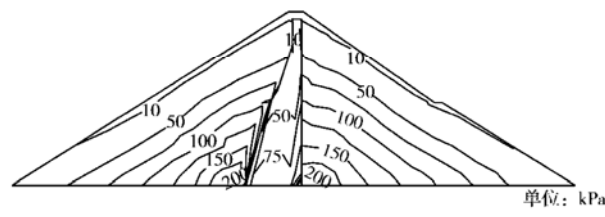


图 11 施工期末垂直应力分布

Fig. 11 Vertical stress at end of construction

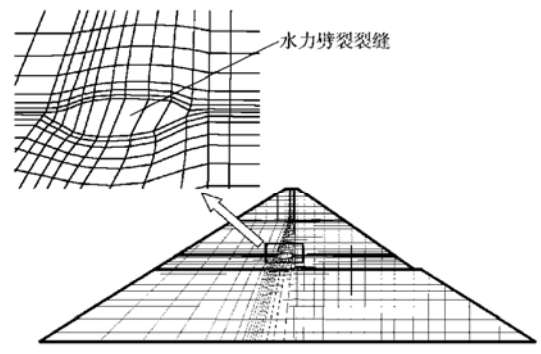


图 12 水位 740 m 时的水力劈裂裂缝

Fig. 12 Hydraulic fracturing at water level of 740m

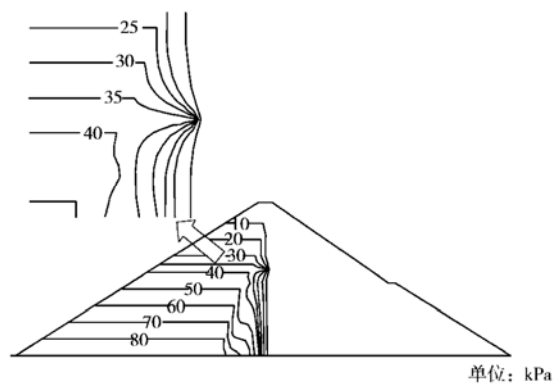


图 13 水力劈裂发生时的孔压分布

Fig. 13 Distribution of water pressures when fracturing occurred

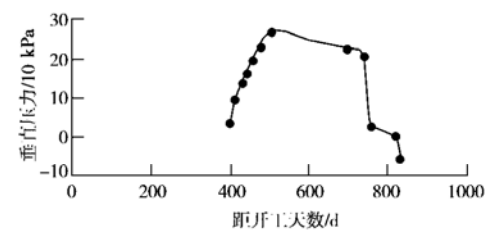


图 14 710 m 处软弱带前缘单元垂直应力的变化过程

Fig. 14 Distribution of water pressures when fracturing occurred 本一致。水力劈裂发生后, 在高程 710 m 处形成了集中的渗漏通道, 此时的孔压分布如图 13 所示。图 14 给出了高程 710 m 处软弱带前缘单元垂直应力的变化过程, 可知该单元的垂直应力经历了受压、卸载到反向受拉的发展过程, 当快速蓄水时垂直应力急剧下降,

证明了软弱带楔劈效应的存在,从而证明拱效应和楔劈效应为水力劈裂发生的两个重要因素。

5 结 语

本文将渗透弱面水压楔劈作用模型引入基于比奥固结理论的有效应力法,采用弥散裂缝理论描述了水力劈裂裂缝的发展过程,建立了用于描述水力劈裂发生和扩展过程的数值模型及有限元计算模式。应用此模型及计算模式,模拟计算了 Hyttejuvet 坝发生水力劈裂破坏的过程,得到的破坏部位以及蓄水高程同监测结果基本一致,证明了该模型和计算模式可用于高心墙堆石坝的安全性评价。

参考文献:

- [1] KULHAWY F H, GURTOWSKI M. Load transfer and hydraulic fracturing in zoned dams[C]// Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1976, **102**: 963 - 974.
- [2] SHERARD J L. Hydraulic fracturing in embankment dams[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, **112**: 905 - 927.
- [3] 黄文熙. 对土石坝科研工作的几点看法[J]. 水利水电技术, 1982(4): 23 - 27. (HUANG Wen-xi. Several views on research of embankment dams[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 1982(4): 23 - 27. (in Chinese))
- [4] 孙亚平. 水力劈裂机理研究[D]. 北京:清华大学, 1985. (SUN Ya-ping. Study on mechanism of hydraulic fracturing[D]. Beijing: Tsinghua University, 1985. (in Chinese))
- [5] 张丙印, 于玉贞, 张建民. 高土石坝的若干关键技术问题[C]// 第九届土力学与基础工程学术会议论文集. 北京:清华大学出版社, 2003: 163 - 186. (ZHANG Bing-yin, YU Yu-zhen, ZHANG Jian-min. Several technical issues on high earth and rockfill dams[C]// Symposium on No.9 Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Beijing: Tsinghua University Press, 2003: 163 - 186. (in Chinese))
- [6] 张丙印, 李娜, 李全明. 土石坝水力劈裂机理及试验研究[J]. 岩土工程学报, 2005(11): 1277 - 1281. (ZHENG Bing-yin, LI Na, LI Quan-ming. Mechanism analysis and model test of hydraulic fracturing in embankment dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005(11): 1277 - 1281. (in Chinese))
- [7] RASHID Y R. Analysis of prestressed concrete pressure vessels[J]. Nuclear Engineering and Design, 1968(7): 334 - 344.
- [8] HILLERBORG A, MODERÂER M, PETERSSON P E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements[J]. Cement and Concrete Research, 1976, **6**(6): 773 - 782.
- [9] 李全明, 于玉贞, 张丙印, 等. 压实黏土的脆性开裂模型及有限元算法[J]. 岩土力学, 2006, **27**(9): 1527 - 1531. (LI Quan-ming, YU Yu-zhen, ZHANG Bing-yin, et al. Brittle fracture model of compacted cohesive soil and finite element method[J]. Rock and soil Mechanics, 2006, **27**(9): 1527 - 1531. (in Chinese))
- [10] BIOT M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. Journal of applied physics, 1941(12): 155 - 164.
- [11] KJARNSLI B, TORBLAA I. Leakage through horizontal cracks in the core of Hyttejuvet Dam[J]. Norwegian Geotechnical institute, 1986(80): 39 - 47.
- [12] SLOAN S W, BOOKER J R. Intergration of Tresca and Mohr-Coulomb constitutive relations in plane strain elastoplasticity[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1992(33): 163 - 196.