

堆石坝黏土心墙应力变形的总应力法计算

毕庆涛^{1,2}, 殷宗泽^{1,2}, 丁树云³

(1. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学 岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098;
3. 南京水利科学研究院 土工研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 提出一种近似考虑固结程度的总应力法算法, 其计算参数通过非饱和心墙料的固结不排水试验确定。该总应力法可以近似计算出固结变形, 从机制上更接近实际。通过双江口堆石坝掺砾黏土心墙试验与计算, 并与现有的总应力法计算结果比较, 验证该总应力法算法的可行性。

关键词: 水利工程; 总应力法; 堆石坝; 掺砾黏土; 固结不排水试验

中图分类号: TV 22

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2009)增2 - 3653 - 06

A NEW TOTAL STRESS METHOD FOR CALCULATION OF STRESS AND DEFORMATION OF CORE IN ROCK-FILL DAMS

BI Qingtao^{1,2}, YIN Zongze^{1,2}, DING Shuyun³

(1. Key Laboratory for Ministry of Education for Geo-mechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China; 2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China; 3. Department of Geotechnical Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing, Jiangsu 210024, China)

Abstract: A new total stress method and test method are presented to simulate consolidation degree of core in rock-fill dams. And its model parameters can be achieved by consolidated undrained compressibility test. The consolidation deformation can be calculated by new method. The superiority of new method is confirmed by model parameters test and stress-strain calculation for Shuangjiangkou dam.

Key words: hydraulic engineering; total stress method; rock-fill dams; clay mixed gravel; consolidated undrained compressibility test

1 引言

总应力法计算是应力变形计算方法之一, 在土工中被广泛采用, 尤其是工程问题的解决, 如堤坝应力变形分析^[1]、地基和边坡稳定性分析、挡土墙土压力计算等。总应力法计算中不能反映孔隙压力的状态。由于实际的工程可以处于多种排水条件和孔隙压力状态, 通常近似地取某种与实际较接近的孔隙压力状态下的总应力作为标准来建立总应力与

应变的关系, 并认为这种关系是唯一的, 从而由总应力计算相应的变形。

目前, 堆石坝的总应力法计算中, 总应力与应变的关系模式多是直接套用现有的本构模型(如椭圆抛物双屈服面模型^[2]、剑桥模型等)。由于本构模型表达的是有效应力与应变的关系, 故模型参数需要用排水剪试验来确定。用有效应力本构模型和排水剪试验参数, 总应力法计算得到的应力和应变是孔隙水压力可以充分消散情况下的总应力和应变。然而, 实际上堆石坝黏土心墙在施工阶段甚至蓄水

收稿日期: 2008 - 11 - 17; **修回日期:** 2008 - 12 - 27

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(50639050)

作者简介: 毕庆涛(1980 -), 男, 2003年毕业于华北水利水电学院岩土工程专业, 现为博士研究生, 主要从事土石坝的数值计算和试验方面的研究工作。E-mail: biqingtao@163.com

后相当时间内仍存在较大的孔隙压力，用排水剪试验来确定模型计算参数与实际有着较大的差异。

为了更合理地反映堆石坝黏土心墙在施工期的应力变形状态，既不能用完全排水的试验参数作总应力法计算，也不能用不排水的试验参数作总应力法计算。考虑到施工期间堆石坝黏土心墙有一定的固结程度，用固结不排水试验取得参数来作总应力法计算较为合适。相应地，总应力法计算也要体现出固结程度下的变形。本文结合双江口堆石坝黏土心墙料的固结不排水试验，探讨可以考虑固结程度的总应力法计算。

2 考虑固结程度的总应力法算法

在坝体应力变形计算中，通常将坝体分成若干级，在不同时刻逐级施加。每一级增量，可假定瞬时完成，加荷过程如图 1 所示。第 i 级荷载增量 Δp_i 在 t_i 时刻施加，假定是对应于有效应力 σ'_3 的不排水的变形过程；从时刻 $t_i \sim t_{i+1}$ ，荷载没有变化，它是在 Δp_i 及其以前的各级荷载作用下固结的过程。这样就把固结和不排水的过程分开来，用两个阶段的计算来模拟。

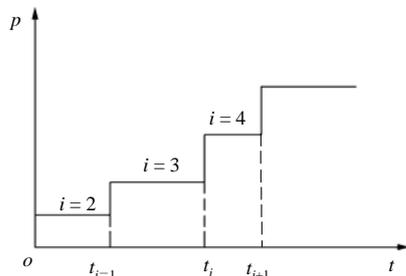


图 1 施工加荷示意图

Fig.1 Schematic diagram of construction loading

在时刻 t_i 加荷，用总应力法、固结不排水剪参数作有限元计算，得总应力和相应变形增量。时刻 t_i 到 t_{i+1} 为固结过程，荷载未变，用近似方法估算变形和所达到的有效应力、固结程度。这个阶段算得的应变是要叠加到总应变上去的，但所得到的有效应力仅用于确定在 t_{i+1} 加荷时计算采用哪个固结应力下的不排水剪参数。

考虑固结程度的总应力变形计算分成两部分，一部分是荷载施加瞬间产生的总应力和变形，一部分是荷载不变阶段产生的固结变形。

施加荷载瞬间产生的应力变形和目前常用的总应力法计算思路是一致的。不过，计算中的本构模型稍有差异。以邓肯模型为例，在 t_i 时刻，第 i 级荷载增量瞬时施加，用邓肯模型计算模量和泊松比：

$$E_t = \left[1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \quad (1)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \lg \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)}{(1 - A)^2} \quad (2)$$

式中： R_f 为破坏比； c 为黏聚力； φ 为内摩擦角； K, n 均为模量参数； σ_1 为大主应力； σ_3 为小主应力； p_a 为大气压； F, G, A 均为泊松比参数。

与通常的邓肯模型不同的是，式(1)，(2)涉及围压的部分要用有效应力 σ'_3 ，而在有关偏应力的部分用总应力的 σ_1 和 σ_3 。这是因为模型参数是固结不排水条件下测定的。所谓固结，是在有效应力 σ'_3 作用下达到固结。在计算中直接得到的是总应力，须作假定来估算 σ'_3 。有效应力 σ'_3 是与土体固结程度相关联的，如何假定，可以参考殷宗泽^[3]的研究。

荷载不变阶段的固结变形计算，是从时刻 t_i 到 t_{i+1} ，心墙发生的固结变形。当知道了土体的固结程度(或孔压消散程度)，把消散的孔压(或增加的有效应力 σ'_3)作为荷载施加到单元节点上，作有限元计算得到变形。将位移增量叠加到总位移中，应变增量叠加到总应变中；但应力增量不计算，不叠加到总的应力分量中。因为这里的应力增量是指有效应力增量，它是孔压消散换来的，并不是外荷载另外引起的。孔压消散使有效应力增加，总应力没有变。应该说，三维问题各点应力增加不均会使总应力的分布有变化，但总应力法作为近似方法，可以认为在固结变形阶段总应力不变。同时，虽然这个阶段单元的总应力没有变化，但总变形增加了，增加的这部分变形就是固结变形。在这个阶段的计算中所用的弹性参数可取体积模量 B_c 和弹性模量 E_c 。 B_c 取固结试验测得的参数， E_c 可近似地仍由式(1)计算。两个阶段间的总应力应变状态的不连续性可以忽略。

考虑施工时心墙料处于非饱和状态，要用非饱和和心墙料作试验。试验时，测读施加偏应力且不排水时的轴向应变 ϵ_a 和体积应变 ϵ_v ，点绘相应的应力 -

应变关系曲线, 进而确定本构模型参数; 还要测读施加围压且排水固结阶段的体积应变 ε_v , 点绘围压 σ_3 (即平均正应力 p) 与固结体积应变 ε_v 的关系曲线, 其斜率是固结阶段的体积模量 B_c 。它可用于计算心墙施工期部分排水固结而产生的变形。

结合现有的有限元程序, 考虑固结程度的总应力法计算程序是很方便编制实现的。河海大学岩土所基于比奥固结理论的有限元程序 BCF^[4], 既可以作有效应力分析, 也可以作总应力分析。本文的考虑固结程度的总应力法计算程序就是在 BCF 上修改而成的, 其流程图如图 2 所示。

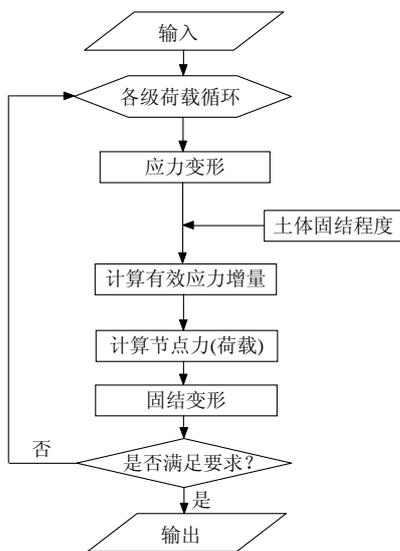


图 2 计算流程图

Fig.2 Flowchart of calculation

3 掺砾黏土心墙料的固结不排水试验

3.1 试验土料

试验土料来自双江口堆石坝的掺砾黏土心墙料。掺砾黏土料由黏土料和缩尺后的砾石料按质量比为 1:1 混合而成。黏土料天然含水率为 15.1%, 液限为 33.4%, 塑限为 19.6%, 塑性指数为 13.8, 相对密度为 2.71, 土体分类为低塑限黏土。试样控制粒径按中三轴仪控制(20 mm)。砾石料按混合法(即先相似级配法后等量替代法)缩尺。试样的级配见图 3。

根据击实试验确定制样的干密度为 2.01 g/cm³, 控制含水率为 10.04%(施工控制含水率)。试验开始的时候试样是非饱和的, 饱和度为 80%。

试验仪器为常规中型三轴仪, 试样直径为 10 cm, 高度为 20 cm。试验由 2 个阶段组成, 先固结

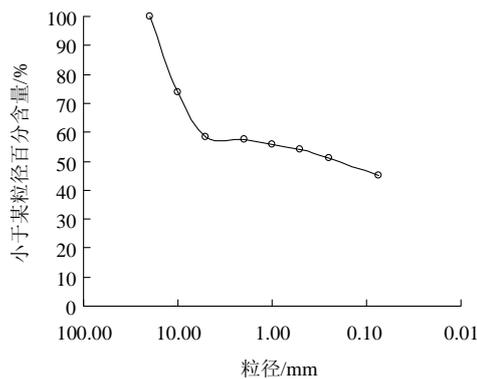


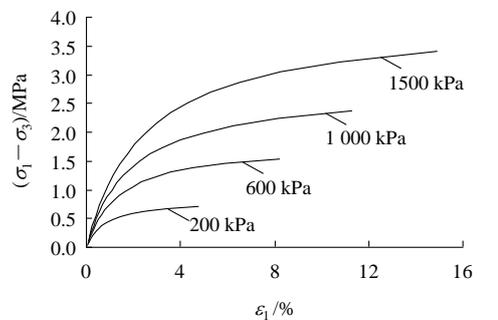
图 3 试样级配曲线图

Fig.3 Particle size distribution curve of sample

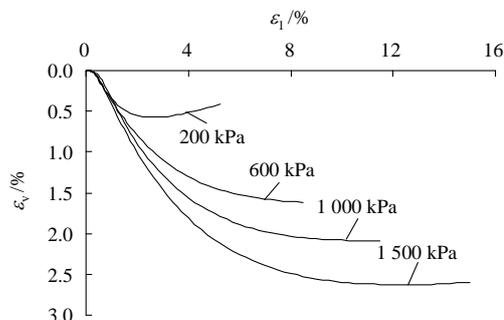
一段时间, 然后在不排水不排气的条件下剪切。固结的时候, 打开压力室上下阀门。剪切的时候, 关闭所有阀门, 保证不排水不排气。围压通过数字式液压控制器(VJT)施加。该控制器同时可以测定压力室内试样外液体的体积变化, 从而得到非饱和试样的体积变形。

3.2 应力 - 应变曲线

试样土料分别在 200, 600, 1 000, 1 500 kPa 四种围压下固结不排水剪切, 应力 - 应变曲线见图 4。模型参数的确定方法与邓肯模型的通常方法相同。由试验整理出来的固结不排水非饱和掺砾心墙料 CU 试验模型参数见表 1。



(a) 应力 - 应变曲线



(b) 剪切体变曲线

图 4 非饱和心墙料的应力 - 应变曲线

Fig.4 Stress-strain curves of unsaturated core

表1 非饱和和掺砾心墙料 CU 试验模型参数

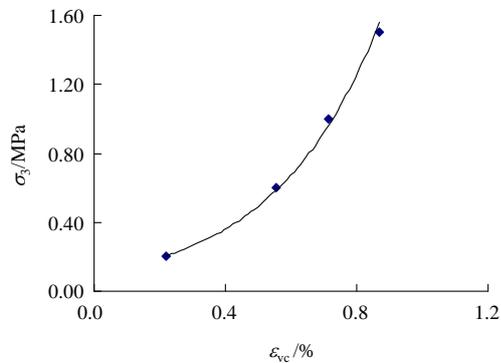
Table 1 Model parameters of CU test for unsaturated clay mixed gravel

c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	R_f	K	n	G	F	D	K_b	m
127.5	31.4	0.94	980	0.27	0.41	0.14	2.3	626	0.10

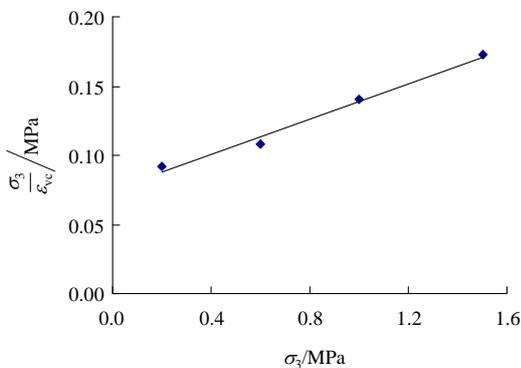
注: D 为泊松比参数; K_b, m 均为体积模量参数, 下同。

3.3 固结特征及参数

试样固结完成, 不再变形的时候, 测算体积应变, 为土样固结的体积变形。试验得出土样固结的体积应变 ε_{vc} 与围压 σ_3 的关系曲线见图 5(a)。变换坐标, 在 $(\sigma_3/\varepsilon_{vc})-\sigma_3$ 坐标系内, 图 5(a) 曲线就变成一条直线, 如图 5(b) 所示。



(a) 体积应变曲线



(b) 曲线坐标变换

图5 土样固结的应力-应变曲线

Fig.5 Stress-strain curves of consolidated test

从图 5 可以看出, 非饱和心墙料围压与体积应变的关系可以近似用双曲线函数来描述, 即

$$\varepsilon_{vc} = \frac{\sigma_3}{B_{c0} + \frac{1}{\varepsilon_{vel}} \sigma_3} \quad (3)$$

式中: B_{c0} 为土样固结的初始体积模量, ε_{vel} 为荷载趋于无穷大时的体积应变。土样固结的体积模量 B_c

与围压 σ_3 的关系可以表示为

$$B_c = B_{c0} + \frac{\sigma_3}{\varepsilon_{vel}} \quad (4)$$

这样, 就可以确定考虑固结程度的总应力法计算固结变形时的参数, 即 $B_{c0} = 0.08 \text{ GPa}$, $\varepsilon_{vel} = 1.3\%$ 。

如节 1 中所述, 现有的总应力法计算参数多是采用饱和土排水剪试验确定的。为了对比本文提出的考虑固结程度的总应力法和现有的总应力法计算, 也作了相同条件下饱和和掺砾黏土心墙料的固结排水剪试验, 其邓肯模型参数见表 2。

表2 饱和和掺砾心墙料 CD 试验的邓肯模型参数

Table 2 Duncan model parameters of CD test for saturated clay mixed gravel

c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	R_f	K	n	G	F	D	K_b	m
35.8	31.2	0.88	630	0.29	0.43	0.17	2.2	377	0.11

对比 2 组试验参数(见表 1, 2), 非饱和试样的弹性模量和强度指标(c, K)比饱和试样的高很多。其原因在于非饱和土内液气两相界面性质, 及固液两相的浸润性质形成的表面张力, 增加了土体的黏聚力, 从而提高了模量和强度。至于体积模量参数(F, K_b), 由于非饱和试样作的是不排水试验, 其体积模量显然要大些。

4 考虑固结程度的总应力法计算

如前文交代的一样, 考虑固结程度的总应力法计算出的堆石坝心墙应力和变形包括两个部分, 即荷载施加瞬间的总应力和变形, 以及荷载不变阶段的固结变形。荷载施加瞬间的应力变形计算参数可取式(1), (2)中的切线弹性模量 E_t 和切线泊松比 ν_t ; 荷载不变阶段的固结变形计算参数可取体积模量 B_c 和弹性模量 E_c 。 B_c 可由式(4)确定, E_c 可近似等于式(1)中的弹性模量。

算法及程序已经在前文有所交代, 这里以双江口堆石坝为例进行总应力法计算。为对比考虑固结程度的总应力法计算, 也作了现有的总应力法计算, 其计算模型采用邓肯模型。

图 6 是双江口堆石坝最大横断面的有限元计算断面网格剖分图, 图中 E461 表示第 461 号单元。计算荷载共分 25 级, 其中 21 级填筑, 4 级蓄水。

4.1 应力计算

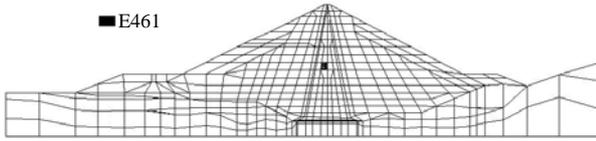


图 6 计算断面网格剖分图

Fig.6 Mesh plot for calculation section

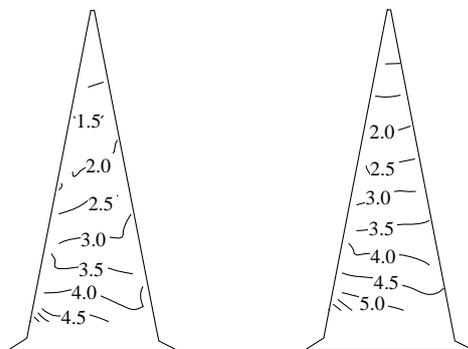
在应力计算方面, 考虑固结程度的总应力法与现有的总应力法计算的区别在于涉及到模型围压部分, 见前面所述。同时, 考虑固结程度的总应力法在固结阶段计算并没有改变总应力。另外, 考虑固结程度的总应力法计算时采用非饱和土不排水剪模量, 现有的总应力法采用饱和土排水剪模量。

两种总应力法的计算结果见表 3 和图 7, 8。从表 3 和图 7 来看, 考虑固结程度的总应力法计算出的心墙应力有所提高。这样的结果主要是由非饱和土较高的模量引起的。与现有的总应力法计算结果比较而言, 考虑固结程度的总应力法计算结果减弱了心墙与两侧堆石的模量差, 抑制了心墙拱效应, 也减弱了心墙发生水力劈裂的可能性。换句话说, 现有的总应力法计算由于用饱和土排水剪参数而夸大了心墙拱效应和水力劈裂的可能性, 偏于保守。这个结论与殷宗泽等^[5~11]的研究结论是一致的。

表 3 两种总应力法的计算结果

Table 3 Calculation results of two total stress methods

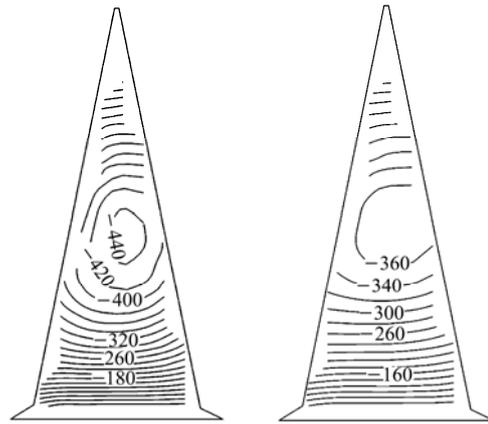
计算方法	心墙			坝壳			
	最大沉降/cm	主应力/MPa		水平应力最大值	最大沉降/cm	位移/cm	
		σ_1	σ_3			上游	下游
现有的总应力法	-449.3	6.21	3.49	0.69	-405.3	-15.4	121.5
考虑固结程度的总应力法	-377.1	7.06	3.88	0.64	-359.7	-16.4	119.6



(a) 现有的总应力法 (b) 考虑固结程度的总应力法

图 7 两种总应力法心墙最大主应力对比图(单位: MPa)

Fig.7 The maximum principal stress of two total stress methods(unit: MPa)



(a) 现有的总应力法 (b) 考虑固结程度的总应力法

图 8 两种总应力法的心墙沉降等值线图(单位: cm)

Fig.8 Settlement isoline of two total stress methods(unit: cm)

4.2 变形计算

考虑固结程度的总应力法变形计算由两部分组成, 荷载施加时产生的瞬时变形和荷载不变阶段的固结变形。与现有的总应力法相比, 考虑固结程度的总应力法能计算出固结变形, 可以反映出固结程度。现以图 6 中的单元 E461 固结变形为例。单元 E461 在第 12 级荷载时才开始变形。假定每级荷载下心墙固结 10 d, 固结程度用饱和土固结计算近似给出(渗透系数假定为 10^{-4} cm/d)。随着荷载的不断增加, 单元中心点的固结沉降也在增加, 不过每级荷载下产生的固结沉降增量在减小, 见表 4。

表 4 单元 E461 中心点固结沉降

Table 4 Consolidation settlement of center of element E461

荷载级数/级	固结沉降/cm		备注
	增量	总量	
12	5.42	10.73	
13	4.64	15.37	蓄水
14	1.87	17.24	
15	1.37	18.61	
16	4.05	22.66	
17	4.15	26.81	
18	3.74	30.55	
19	3.18	33.73	
20	2.47	36.20	蓄水
21	2.75	38.95	
22	2.28	41.23	蓄水
23	2.22	43.45	
24	1.99	45.44	
25	1.80	47.24	蓄水

还须注意到,单元 E461 中心的固结总沉降量达 47.20 cm,而单元的总沉降量(包括固结总沉降)为 377.10 cm,所以,心墙固结阶段的变形不容忽略。由于坝壳渗透性良好,孔压很快消散,不存在固结程度的问题,所以考虑固结程度的总应力法与现有的总应力法算出的坝壳变形是很接近的,表 3 中的坝壳水平位移相当接近。而对于心墙来讲,两种总应力法得出的变形相差很大,考虑固结程度的总应力法计算出的沉降要远小于现有的总应力法,如图 8 所示前者的心墙最大沉降为 377.10 cm,后者的心墙最大沉降为 449.30 cm,相差达 70 cm 之多。

5 结 论

堆石坝黏土心墙在施工阶段甚至蓄水后相当时间内处于非饱和状态,且存在较大的孔压,孔压并没有完全消散,同时存在一定的固结程度。为了更合理地反映堆石坝黏土心墙在施工期的应力变形,既不能用完全排水的试验取得计算模型参数,也不能用不排水的试验。宜用非饱和心墙黏土料作固结不排水试验来确定模型参数。

目前常用的总应力法用排水剪试验确定计算参数。而排水剪试验参数是有效应力法本构模型的参数,用有效应力法的本构模型参数用于总应力法的计算是不配套的。考虑固结程度的总应力法计算参数由非饱和心墙料的固结不排水试验取得,从机制上更符合实际。

文中提出的考虑固结程度的总应力法计算分为两个部分。一部分是计算瞬间加荷产生的总应力和变形,另一部分是计算荷载不变下的固结变形。与目前常用的总应力法计算结果相比,文中提出的总应力法计算出的心墙应力明显提高,沉降显著减小,这也意味着心墙拱效应减弱,水力劈裂的可能性降低。同时,考虑固结程度的总应力法可以计算出心墙的固结变形。

参考文献(References):

- [1] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007.(QIAN Jiahuan, YIN Zongze. Principle of soil engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 2007.(in Chinese))
- [2] 殷宗泽. 一个土体的双屈服面应力-应变模型[J]. 岩土工程学报, 1988, 10(4): 64 - 71.(YIN Zongze. Two-yield surface model for stress and strain[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 10(4): 64 - 71.(in Chinese))
- [3] 殷宗泽. 高土石坝的应力与变形[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(1): 4 - 8.(YIN Zongze. Stress and strain of high embankment dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(1): 4 - 8.(in Chinese))
- [4] 殷宗泽. 土体非线性及弹塑性比奥固结平面有限元程序(BCF)[C]//现代水工结构与岩土工程计算程序. 南京: 河海大学出版社, 1991.(YIN Zongze. Two-dimensional non-line FE program for Biot consolidation theory (BCF)[C]//Computing Program for Hydro-Engineering and Geotechnical Engineering. Nanjing: Hohai University Press, 1991.(in Chinese))
- [5] 殷宗泽, 朱俊高, 袁俊平, 等. 心墙堆石坝的水力劈裂分析[J]. 水利学报, 2006, 37(11): 1 348 - 1 353.(YIN Zongze, ZHU Jungao, YUAN Junping, et al. Hydraulic fracturing analysis of rock-fill dam with core wall[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(11): 1 348 - 1 353.(in Chinese))
- [6] AXEL K L NG, SMALL J C. A case study of hydraulic fracturing using finite element methods[J]. Can. Geotech. J., 1999, 36(5): 861 - 875.
- [7] ALFARO M C, WONG R C K. Laboratory studies on fracturing of low-permeability soils[J]. Can. Geotech. J., 2001, 38(2): 303 - 315.
- [8] 张戈平. 总应力法与有效应力法的试验分析[J]. 塔里木农垦大学学报, 2000, 12(4): 101 - 104.(ZHANG Geping. An experimental analysis of total stress and effective stress theory[J]. Journal of Tarim University of Agricultural Reclamation, 2000, 12(4): 101 - 104.(in Chinese))
- [9] 陈五一, 赵颜辉. 土石坝心墙水力劈裂计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(7): 1 380 - 1 386.(CHEN Wuyi, ZHAO Yanhui. Study of calculation method of hydraulic fracturing for core of earth-rock-fill dams[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(7): 1 380 - 1 386.(in Chinese))
- [10] 詹美礼, 岑 建. 岩体水力劈裂机制圆筒模型试验及解析理论研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(6): 1 173 - 1 181.(ZHAN Meili, CEN Jian. Experimental and analytical study on hydraulic fracturing of cylinder sample[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(6): 1 173 - 1 181.(in Chinese))
- [11] 王俊杰, 朱俊高, 张 辉. 关于土石坝心墙水力劈裂研究的一些思考[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增2): 5 664 - 5 669.(WANG Junjie, ZHU Jungao, ZHANG Hui. Some ideas of study on hydraulic fracturing of core of earth-rock-fill dams[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.2): 5 664 - 5 669.(in Chinese))