

黄文熙讲座

高土石坝的应力与变形

殷宗泽

(河海大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210098)

摘要: 介绍了笔者近年来在影响土石坝应力变形计算的3个主要方面所做的工作: ①剖析了邓肯 $E-\nu$ 和 $E-B$ 模型的差异、对计算的影响、原因和适用条件, 通过真三轴仪试验揭示土各向异性的一些规律, 提出柔度矩阵性质来反映这些规律; ②认为堆石体长期变形计算中应考虑晴雨引起的干湿循环作用, 它可作为流变变形的一部分, 提出了相应试验方法和计算方法; ③提出两种心墙水力劈裂分析方法, 一是有效应力与总应力相结合的方法, 作施工期心墙的非饱和土简化固结计算, 将孔隙水和气作为混合流体来建立固结方程, 得出心墙的有效应力和水压力后叠加得总应力, 与墙前水压力比较判别水力劈裂的发生, 另一是近似反映施工期固结程度的总应力法, 相应的本构模型参数用固结不排水剪试验确定。

关键词: 土石坝; 应力变形; 本构模型; 堆石体流变; 水力劈裂

中图分类号: TV641 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2009)01-0001-14

作者简介: 殷宗泽(1937-), 男, 江苏海安县人, 教授, 博士生导师。1960年毕业于武汉水利学院, 后一直任教于河海大学。1981~1982年, 美国伯克莱加州大学访问学者。主要研究方向为土石坝应力变形分析、土的本构关系、非饱和土问题、固结与流变等。在国内最早进行土石坝非线性应力变形分析。提出土体的椭圆-抛物双屈服面弹塑性本构模型, 有效应力与总应力相结合的水力劈裂分析方法, 考虑晴雨(干湿循环)长期作用的堆石体流变试验和分析方法等。获国家和部省科技进步奖7次。2005年获“茅以升土力学及岩土工程大奖”。E-mail: yinze@jssmail.com.cn。



Stress and deformation of high earth and rock-fill dams

YIN Zong-ze

(Geotechnical Research Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The author's recent works on the problems which influence computation results of stress and deformation of earth and rock-fill dams significantly are introduced. First, the differences between Duncan's hyperbolic $E-\nu$ model and $E-B$ model, the influences of the differences on computed results and their application conditions are analyzed. And the properties of the softness matrix of soils are proposed on the basis of the true triaxial tests. Secondly, the long-term deformation affected by cycling rainfall is studied. It can be taken as part of the rheological deformation. The tests and computing methods are proposed. Thirdly, two analytic methods of hydraulic fracture are proposed. One is to combine the effective method and the total stress method. The simplified computation of consolidation of unsaturated soil is performed, in which the pore water and air are taken as a mixed fluid to set up the consolidation equation. The total stress is the sum of the calculated effective stress and the pore water pressure. The hydraulic fracture is judged by comparing the total stress with the water pressure before the core wall. The other method is the total stress method which can approximately reflect the consolidation to a greater or lesser extent during the construction period. The corresponding parameters of constitutive models are determined based on the consolidated undrained tests.

Key words: earth and rock-fill dam; stress and deformation; constitutive model; rheological property of rock-fill material; hydraulic fracture

0 引言

土石坝如果是均质的, 只要回答坝坡是否稳定, 可不必分析其应力变形。然而, 高土石坝往往都不是

基金项目: 国家自然科学基金雅砻江电站重点项目(50639050); 国家自然科学基金项目(50479019)

收稿日期: 2008-11-05

均质的,这不仅因为山区难以提供大体积的防渗黏性土,而且大体积黏性土孔隙水压力消散慢,不利于坝的稳定。高土石坝的合理坝型主要有面板堆石坝和土质心墙坝两种。不太高的坝,心墙材料也可用沥青混凝土;特殊情况还可用混凝土,如三峡围堰。土石坝的地基覆盖层较厚不能挖除时,要用混凝土防渗墙防渗。高土石坝之所以要分析应力变形,实际上是要分析防渗结构——混凝土面板、混凝土防渗墙、土质心墙的应力变形,看这些防渗结构是否会破坏。而防渗体是由土石料支撑的,支撑体的变形大,防渗体也就跟着产生大的变形,导致破坏。因此,要将土石坝作为整体来分析应力变形。

1966年,Clough等^[1]首先将有限元法用于分析土石坝的应力变形,并研究了假定荷载一次施加与考虑施工时坝体逐级填筑荷载逐级施加的区别。1970年,Duncan等^[2]提出了土体的双曲线本构模型,1972年,Kulhawy等^[3]对已建的Oroville坝作了非线性有限元计算分析。笔者和甘肃水利设计院合作于1973年对正在设计施工中的党河沥青混凝土心墙土坝采用Duncan双曲线模型作了非线性应力变形计算分析。这是最早的直接用于工程设计的非线性有限元分析实例,也是我国最早的土石坝非线性有限元分析实例^[4]。1975年~1978年,笔者与黄河水利科学院合作用二维比奥固结理论,对巴家咀土坝在坝前淤土上加高土坝作了非线性的固结计算^[5],论证了控制施工填筑速率保持坝坡的稳定性的可能性。此后,一些重要土石坝,尤其是三峡二期围堰、小浪底土坝等,应用非线性有限元法分析应力变形取得好的成果,并进一步提高了土石坝应力变形分析的水平,为这种分析方法在我国的推广应用打下了基础。2002年碾压土石坝设计规范规定:“1级、2级高坝及建于复杂和软弱地基上的坝应采用有限元计算坝体及地基或其它相衔接的建筑物在土体自重及其它外荷载作用下和各种不同工作条件下的应力、变形”^[6]。这样,非线性有限元法分析应力变形的方

法就在高土石坝设计中全面应用。

30多年来,我国已兴建数十座百米以上高土石坝,正在兴建或正在设计的还有一大批高土石坝,包括200 m级,乃至300 m级高土石坝。在工程的实际应用中,土石坝非线性应力变形有限元分析方法以逐步走向成熟。如果说,在初期只能做到的定性的准确,那么现在已经可以给出大体满足设计要求的定量分析结果。由于土的复杂性,这种结果还有相当大的误差,不能说是准确。

应该说高土石坝的应力变形分析方法远没有达到完善的程度,计算的某些方面是偏于保守的,某些方面又偏于危险。现在,坝越建越高,难度越来越大。

对于100 m级、200 m级的土石坝,设计中所留有的安全富裕度,也许足以弥补应力变形计算误差所产生的危险性,坝基本上是安全的。对于300 m级的土石坝来说,就难以评价。300 m坝混凝土面板的挠度、应力大小以及周边缝的错动等,并不等于100 m坝的3倍。这要求更高的计算精度,更完善的分析方法。

本文拟讨论影响土石坝应力变形计算结果的几个主要方面,剖析存在问题,提出改进,以期通过深入研究进一步提高土石坝应力变形分析计算的水平。

1 土的本构模型

1.1 关于双曲线模型

邓肯双曲线模型简单、参数确定方便,被广泛应用。但它确实存在一些问题。只有弄清楚这些问题才能更好地运用它。它又分 $E-\nu$ 和 $E-B$ 两种模型^[7]。两者都采用由双曲线的三轴仪轴向应力 $(\sigma_1-\sigma_3)$ 与轴向应变 ε_a 关系推得的弹性模量 E 。不同之处是另一弹性参数,前者用的是泊松比 ν (假定侧向应变 ε_r 与轴向应变 ε_a 的关系为双曲线);后者用的是体积模量 B (假定体积应变 ε_v 与 ε_a 为双曲线)。

虽然曲线 $\varepsilon_r-\varepsilon_a$ 是由曲线 $\varepsilon_v-\varepsilon_a$ 转换而来的,然而在不同情况下两种模型算得结果却有较大差异,且具有普遍性。今以某土石坝堆石料的参数为例作分析^[8]。该材料的强度参数 $\varphi_0=52^\circ$, $\Delta\varphi=8.5^\circ$,其它邓肯模型参数示于表1。用该参数对两种模型反推出3种围压 σ_3 为200, 800, 1200 kPa下的 $(\sigma_1-\sigma_3)-\varepsilon_a$ 和 $\varepsilon_v-\varepsilon_a$ 关系曲线有较好的一致性,表明体积模量的参数与泊松比的参数大体是配套的。然而,用它们计算出泊松比 ν 随应力水平 s 的变化确有很大差异,如图1所示。对 $E-B$ 模型算得 B 后可求对应的泊松比为

$$\nu_t = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{E}{3B} \right) \quad (1)$$

表1 堆石体模型参数

Table 1 Model parameters of rock fill materials

R_f	K	n	K_b	m	G	F	D	K_{ur}
0.85	1100	0.35	600	0.1	0.45	0.18	4.3	2200

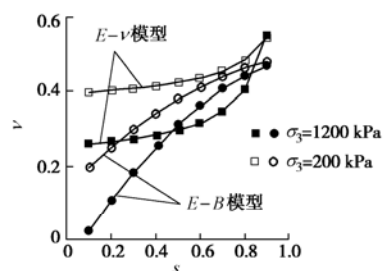


图1 不同模型所对应的泊松比

Fig. 1 Poisson's ratio of different models

这里存在两个问题:

(1) 在应力水平较低时, $E-B$ 模型对应的 ν 总是低于 $E-\nu$ 模型的 ν 值。这是由于 $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ 假定为双曲线。双曲线在初始阶段是相当陡的, 斜率高, 有可能出现斜率大于 1.0 的情况。若斜率为 1.0, 即 $\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_a$, 则泊松比 $\nu = 0$ 。即使斜率小于 1.0, 也会使 ν 较小。在拟合试验曲线时, 一般照顾全曲线的走向。 $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ 曲线长度的大部分应力水平较高, 故对应应力水平较低的部分往往照顾不够。故初始阶段常常得出偏小的泊松比。

(2) 对加荷情况模量取 E_t , 和 B 的公式一起代入式 (1) 得

$$\nu_t = \frac{1}{2} \left[1 - (1 - R_f S)^2 \frac{K}{3K_b} \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n-m} \right], \quad (2)$$

而对卸荷情况, 用回弹模量 E_{ur} 和 B 代入式 (1) 得

$$\nu_{ur} = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{K_{ur}}{3K_b} \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n-m} \right]. \quad (3)$$

可见, $E-B$ 模型实际上用了两种泊松比 ν_t 和 ν_{ur} 。这一点与 $E-\nu$ 模型无论加荷还是卸荷都取一种泊松比是不同的。将表 1 中参数代入式 (3), $\sigma_3 = 200$ kPa 时, $\nu_{ur} = -0.227$; $\sigma_3 = 1200$ kPa 时, $\nu_{ur} = -0.637$ 。它们都小于 0, 且与应力水平 s 无关。为了避免负值, 都取泊松比为 0。

可见, $E-B$ 模型在两种情况下可能出现侧向变形偏小: ①参数 K_b 远小于 K , 或 m 远小于 n , 且应力水平较低, 算例中 $m = 0.1$, 远小于 $n = 0.35$, 且 K_b 仅为 $K/2$, 故产生图 1 中的情况; ②处于卸荷状态, 此时回弹模量很大, 而体积模量 B 没有回弹值, B 远小于 E_{ur} , 使 $\nu_{ur} \leq 0$ 。

值得注意的是, 这里所说的侧向变形偏小是相对于三轴仪试验结果而言的。后面提到, 土有显著的各向异性特性, 在 σ_2 方向的侧膨胀应变要小于 σ_3 方向的值, 甚至还可能为负值。 $E-B$ 模型导致“偏小”的泊松比, 与普通三轴仪没有反映各向异性, 两种作用对侧向变形的影响有一定程度相互抵消作用, 使计算结果在某些情况下反而更接近坝体工程实际, 尤其对面板堆石坝。

应该说, $E-\nu$ 模型在分析在变形机理方面更直观, 更利于判别计算结果的合理性或找出存在问题的原因。因为体积模量 B 要与弹性模量 E 相比较才能反映侧向变形状态; 而无因次的参数泊松比 ν , 可以单独反映侧向变形状态。后面提到, 心墙土的泊松比对水力劈裂有显著影响, 用 $E-\nu$ 模型可能更好。

1.2 泊松比对土石坝应力的影响

人们通常都很关注弹性模量, 它反映土的硬软,

故影响土坝变形的大小, 影响应力分布。值得注意的是泊松比, 对土石坝应力变形也有十分重要的影响。有许多情况其影响有甚于模量。

(1) 面板堆石坝

坝体是靠混凝土面板防渗的。面板受力变形状态如何, 是否会破坏是坝体成败的关键。而面板斜躺在堆石体上, 其受力变形又直接受制于堆石体的变形。面板究竟是受拉还是受压在相当大程度上决定于堆石体的泊松比。堆石体的变形包括 4 个方面。

a) 水荷载使堆石体发生顺其作用方向的位移, 同时还有侧向变形。靠地基一侧受地基限制不能位移, 侧向位移只能表现为沿面板方向倾斜向上的位移。与受力方向的位移合成后的方向如图 2 (a) 中所示, 即从法线方向向上转动角度 α 。堆石体顺面板向上的位移产生相对于面板的向上剪应力。这些剪应力累计结果就使面板产生拉应力。堆石料的泊松比越大, 表示水压力作用产生的侧向变形越大, 在混凝土面板中产生的拉应力越大。

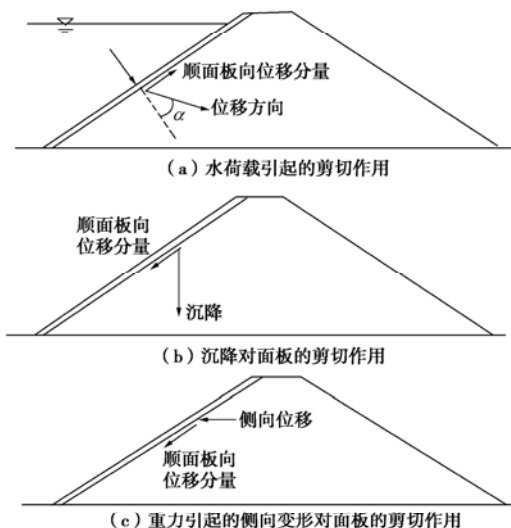


图 2 泊松比对面板的影响

Fig. 2 Influence of Poisson's ratio on the concrete facing slab

b) 堆石体在重力作用下的沉降, 在面板建成后仍继续发展。这是堆石体流变所致。堆石体下沉对混凝土面板就有相对的向下的剪切作用, 见图 2 (b)。这种向下的剪切作用就在面板中产生压缩应力。此外, 不少高堆石坝的面板不是待堆石体完全建成后一次修筑混凝土面板, 而是填筑一部分坝体后浇筑一段混凝土面板, 再填筑上一层坝体。坝体和面板是逐级交替上填的。这样, 上层堆石体的重量引起的沉降, 也对下层已筑混凝土面板产生剪应力, 产生面板中的压应力。

c) 堆石体重力不仅引起堆石体下沉, 也有侧向变形的趋势, 它也产生沿面板向下的剪应力, 产生面板中的压应力, 见图 2 (c)。而这种侧向变形的趋势的趋势也决定于堆石料的泊松比。

d) 坝体的三维变形又会引起面板中的复杂的应力变化。

堆石体变形对面板影响的上述情况中,泊松比起起了重要作用。为了说明其实际影响,作了算例分析。一假想的面板堆石坝,坝高 100 m,上下游边坡 1:1.5,面板厚 0.72 m。面板受 90 m 高的水压力作用。混凝土为线弹性体,弹性模量 $E_c=20000$ MPa,泊松比 $\nu_c=0.17$ 。堆石体也视为线弹性体,取弹性模量 E_s 为 25 MPa 和 50 MPa 两种情况,泊松比 ν_s 则取 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 四种情况。对水压力作用下堆石坝的应力变形作二维有限元计算。所得特征值见表 2。表 2 中可见,堆石体弹性模量增加一倍,坝体竖向和水平向位移均减小约一半,但面板中的大主应力仅降低 30%~38%,小主应力仅降低 10%~35%;而泊松比从 0.2 变化到 0.4,水平位移降 17%,沉降降 34%,面板小主应力增 89%,面板大主应力降 35%。可见泊松比对面板应力有十分重要的影响。

表 2 坝体不同泊松比不同弹性模量计算结果比较

Table 2 Comparison among the computed results of elastic moduli under different poisson's ratios

项目	最大水平位移/cm	最大沉降/cm	面板小主应力/MPa	面板大主应力/MPa
$E=25$ MPa				
$\nu=0.1$	48.6	71.9	-4.1	11.8
$\nu=0.2$	47.4	68.6	-5.3	11.2
$\nu=0.3$	43.5	60.7	-7.0	10.0
$\nu=0.4$	39.7	45.4	-10.0	7.3
$E=50$ MPa				
$\nu=0.1$	25.7	38.6	-3.1	8.0
$\nu=0.2$	25.3	36.6	-4.3	7.5
$\nu=0.3$	23.6	32.0	-5.9	6.6
$\nu=0.4$	21.7	23.4	-8.8	4.5

(2) 土质心墙坝

泊松比也会影响到心墙坝是否会发生水力劈裂。设想如果心墙料的泊松比为 0,这意味着在上部坝体重力作用下尽管心墙的竖向应力增加,且有压缩;但不对侧向土产生挤压,侧向应力 σ_3 增量为 0, σ_2 增量也为 0。蓄水时, σ_2 就可能小于墙前水压力,从而导致发生水力劈裂。反之,如果心墙料的泊松比为 0.5,向水一样。侧压力系数将等于 1.0。竖向应力产生多大增量,侧压力也产生相同的增量。那么,在重力作用下 σ_2 就相当大,蓄水时就不会小于墙前水压力。也就是说,抗水力劈裂的能力很强。可见,泊松比由小变大,水力劈裂的危险性是降低的。关于这一点,后面讨论水力劈裂问题时还将进一步阐述。

1.3 土的各向异性及柔度矩阵性质

土的本构模型一般都假定土的应力-应变关系是各向同性的,用常规三轴仪试验确定参数。但也要

研究土的各向异性的特点和规律,可了解用各向同性的本构模型可能会有怎样的误差,是否可修正。

笔者通过真三轴仪试验发现,当 3 个方向应力不等时,有以下 2 点变形规律。

(1) 某一方向施加应力增量,两侧向应变不等。图 3 是大主应力从等于中主应力开始连续增加的试验结果^[9]。图 3 中可见:

a) 各种应力条件下 ε_3 始终为负值,即膨胀应变;而 ε_2 则有正有负。当 σ_2 接近 σ_3 时, ε_2 为负;而当 σ_2 接近 σ_1 时, ε_2 为正。这表示 $\Delta\sigma_1$ 的施加使 σ_2 乘 σ_3 后退时向前挤压。该方向的泊松比 $\nu < 0$ 。一般说来, $\sigma_2 > \sigma_3$ 时的泊松比会小于 $\sigma_2 = \sigma_3$ 时的泊松比。

b) 对于 $\sigma_2=300$ kPa, $\sigma_3=100$ kPa 的情况, σ_3 方向膨胀应变的绝对值超过了受力方向 (σ_1 方向) 的压缩应变。这表示 σ_3 方向有可能出现泊松比 $\nu > 1$ 。这是由于 σ_1 和 σ_2 都对它挤压的结果。

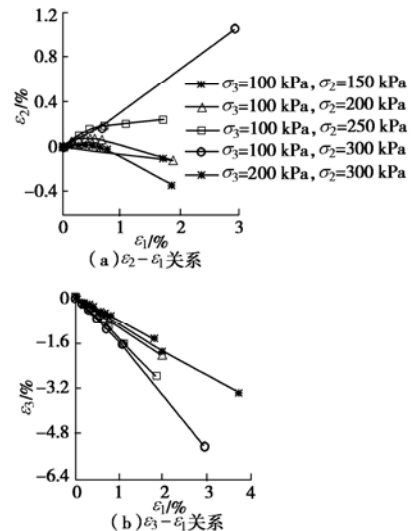


图 3 施加大主应力引起的不同方向的应变

Fig. 3 Strains in different directions under major principal stress

(2) 两个不同方向施加应力增量,所得受力方向和侧向应变均有显著差异。图 4 (a)、(b) 分别为施加 σ_1 和 σ_3 的试验结果^[10]。图 4 中可见:

a) 对于荷载作用方向的应变,施加 $\Delta\sigma_1$ 所产生的 $\Delta\varepsilon_1$, 显著大于施加 $\Delta\sigma_3$ 所产生的 $\Delta\varepsilon_3$ 。

b) 对于侧向应变,施加 $\Delta\sigma_1$ 所引起的 σ_3 方向的侧向膨胀应变,远大于施加 $\Delta\sigma_3$ 所引起的 σ_1 方向的侧向膨胀应变。这是因为,对于 σ_1 方向来说,侧向约束小, $\Delta\sigma_1$ 所引起的受力方向变形和侧向变形都容易;而对 σ_3 方向,其侧向应力 σ_1 和 σ_2 均大于它,约束大, $\Delta\sigma_3$ 要引起无论哪个方向的变形都较难。从另一角度来说, $\Delta\sigma_1$ 引起了应力摩尔圆扩大,应力水平增加,模量会增大,泊松比会降低;而 $\Delta\sigma_3$ 的作用恰恰相反。

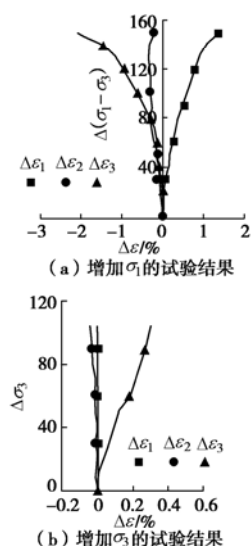


图 4 两个不同方向施加应力所得应变

Fig. 4 Strains due to the stress from two different directions

上述试验结果会反映到应力应变柔度矩阵中。应力 - 应变关系可表示为

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_1 \\ \Delta \varepsilon_2 \\ \Delta \varepsilon_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \sigma_1 \\ \Delta \sigma_2 \\ \Delta \sigma_3 \end{Bmatrix}, \quad (4)$$

式中, $[C]$ 为柔度矩阵, 元素 C_{12} 的意义是施加 $\Delta \sigma_2 = 1.0$, 且 $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3 = 0$ 时, 在大主应力方向所产生的应变增量, 其它元素类同。根据试验, 矩阵 $[C]$ 应具有以下 6 个性质^[10]: ①主对角线元素为正, 即施加压应力, 产生压应变, 反之亦反; ②主对角线元素一般来说是占优的, 但特殊情况, 如图 3 中也有 $|\Delta \varepsilon_3| > \Delta \varepsilon_1$ 的情况; ③对应于侧向变形的那些元素, 多数情况下为负 (即膨胀应变), 但 C_{21} , C_{12} 也有可能为正, 即前面所述产生了压缩的侧向变形; ④方向 i 作用应力增量, 在 j , m 两个方向所产生的侧向应变一般不相等, 若 $\sigma_j > \sigma_m$, 膨胀应变的绝对值为 $|C_{ij}| < |C_{im}|$; ⑤对互为侧向的任意两个方向 i, j , 若 $\sigma_i > \sigma_j$, 则侧向变形 $C_{ji} < C_{ij}$ (代数); ⑥主对角线元素大小不一, 应力大的方向变形大, C 值大, 故有 $C_{11} > C_{22} > C_{33}$ 。

上述性质是土体各向异性的定性的规律。它是检验本构模型生成的柔度矩阵是否合理的一种准则。通过检验, 可以了解模型存在什么问题, 计算结果可能会产生怎样的误差, 为什么会产生这种误差。

2 堆石料的长期变形

混凝土面板堆石坝中没有黏性土, 不存在孔隙水压力消散问题, 但在坝体建成蓄水全部荷载已施加后, 坝体变形仍长期发展。澳大利亚 Cethana 面板堆石坝,

坝高 110 m, 完工后 11 a 中水位在 215~223 m 变化, 变化幅度并不大, 坝顶最大沉降达 114 mm, 其中仅有 50 mm 为蓄水期的沉降。坝顶向下游方向的水平位移 74 mm, 其中仅 30 mm 为蓄水期的水平位移^[11]。我国西北口面板坝, 高 95 m, 观测沉降最大的点在施工完成时的沉降为 36 cm, 而 8 a 后的沉降发展到 66 cm。可见工后变形量是相当大的。这些变形只能归结为流变变形。

堆石料流变不仅影响面板坝, 也影响心墙堆石坝和其它大体积堆石料工程的应力变形。我国正在兴建 200 m, 乃至 300 m 级的高土石坝。应力越高, 堆石体流变问题越严重。是值得高度重视的。

2.1 堆石体流变机理

堆石体的流变原因有以下 4 方面。

(1) 颗粒本身的流变

岩体存在流变, 当然作为堆石料的块体, 也会流变。不过其量值是相当小的。

(2) 颗粒接触点的错动或破坏

石料块体在母岩中所受应力在各方向大体接近; 但作为堆石料的块体, 与相邻块体的接触是不均匀的。有些是点与点的接触, 有些点与面或面与面的接触。接触面积都很小, 因而接触应力很高。它容易引起颗粒间的错动, 甚至颗粒本身的破坏。这种局部的错动或破坏体现到宏观上, 就是堆石体的变形。一个颗粒错动或破坏, 会影响到相邻颗粒的受力。相邻颗粒原来也许是稳定的, 这时不稳定了, 又会错动或破坏, 以达到新的稳定位置。这种局部错动或破坏有一个逐步传递和发展的过程, 就表现为变形随时间的变化, 即流变。不过这种流变发展的过程也不会长时间持续。在一段时间后就要稳定下来。

(3) 颗粒接触点的侵蚀

有一个重要现象是, 室内堆石体流变试验测得的流变量在总变形量中所占的比例较小, 完成得也快; 而野外现场测得的流变量则相当大, 且长时间发展。Parkin 曾做堆石料沉降的现场和室内流变试验^[12]。室内试验 4 d (约 0.13 月) 沉降速率为 1 mm/月; 而现场测得第 5 个月的流变速率为 2.5 mm/月。时间越长, 沉降速率应该越小。可是, 现场实测 5 个月的流变速率比室内 4 d 大得多。沈珠江在分析了湖南株树桥面板坝 (高 78 m) 的实测沉降资料后也指出, 在 123 cm 的沉降中, 流变变形占相对大的比例^[13-14]。这些都说明, 引起流变的现场因素是主要的。

所谓现场因素就是天气变化、日晒雨淋、干湿循环、温度循环、大气的氧化作用等等。其中雨水的作用, 干湿循环作用, 又尤为显著。许多高土石坝的现场观测资料表明, 雨后的沉降和水平位移明显增加,

就说明了这一点。水的湿润作用使颗粒接触点处的摩擦力降低,原本稳定的颗粒变得不稳定,产生错动滑移。这又带动相邻颗粒转动和移动,在宏观上就表现为变形。雨水的作用是长期反复的,就使变形长期缓慢发展,表现为流变。

(4) 周期性荷载的变化

库水位的周期性升降引起荷载反复增减,引起堆石料的塑性变形。这种塑性变形本身是短时间完成的,但由于水位升降时间长,荷载反复的周期长,变形就长时间发展。这看上去也就成了一种“流变”。这种变形,可以在有限元计算中用荷载周期性地变化和能反映变形受反复荷载影响的弹塑性本构模型来模拟。作为近似计算,也可将其归入堆石体流变,与其它因素引起的流变一起,笼统地作为流变来计算。

在上述4种长期变形中,荷载引起的流变和晴雨变化引起的变形是主要的两种。室内试验通常只考虑荷载作用引起的流变。王海俊进行了两种作用引起变形的试验研究^[15-16]。用大型三轴仪,最大允许粒径60 mm,控制干密度为2.0 g/cm³。

2.2 荷载作用下的堆石体流变规律

荷载作用堆石流变试验研究了围压 σ_3 为200, 400, 800 kPa三种情况下的体积应变随时间的变化,对于围压为800 kPa,作了4种偏应力($\sigma_1 - \sigma_3$)情况下的体积应变和剪切应变随时间变化的试验,相应的应力水平分别为0.3, 0.5, 0.7和0.83。每个试样仅施加一级轴向荷载,持续250~350 h。测得的试样应变中,有一部分是瞬时发生的,不属于流变变形,下面所列流变曲线已扣除这部分瞬时应变。

试验所得各向等压下的体积流变曲线见图5,围压为800 kPa下的几个偏应力引起的流变变形见图6。

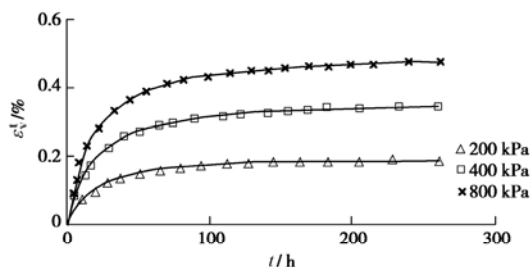


图5 各向等压流变曲线

Fig. 5 Creep test curves under isotropic pressure

由体积应变和轴向应变可求得广义剪应变为

$$\varepsilon_s = \varepsilon_a - \frac{\varepsilon_v}{3}, \quad (5)$$

可点绘出广义剪应变随时间变化的关系曲线。体积应变和广义剪应变随时间的变化曲线均可用双曲线拟合,表达式为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{v1}^t &= t / (c_{v1} + b_{v1}t), \\ \varepsilon_{s1}^t &= t / (c_{s1} + b_{s1}t), \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中的参数 c_{v1} , b_{v1} , c_{s1} , b_{s1} 分别由双曲线的 $\varepsilon_{v1}^t - t$ 和 $\varepsilon_{s1}^t - t$ 曲线确定。

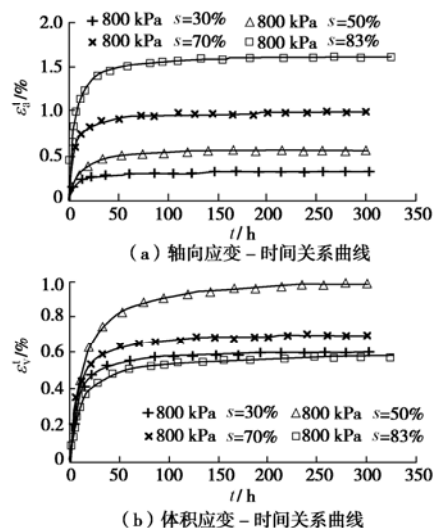


图6 在轴向荷载作用下的流变曲线($\sigma_3 = 800$ kPa)

Fig. 6 Creep test curves under axial load

2.3 干湿循环作用下的堆石体流变规律

干湿循环变形试验先按上述流变试验方法将荷载加至一定应力状态,再打开试样顶部、底部阀门,从试样底部浸水饱和,关闭进水阀门,静置1 h变形接近稳定;再打开阀门,使水从试样排出,又待1 h,变形接近稳定。重复上述过程。每个试样通常进行20~30次干湿循环,持续150~200 h。该试验中的初次浸水,试样变形较大,一般浸水0.5~1 h内基本完成。在土石坝应力变形计算中是将其作为瞬时作用另外计算的,叫初次蓄水变形,故试验中的这种初次浸水变形也不计入干湿循环长期变形。下文所给出的干湿循环流变曲线中已扣除相应的湿化变形量。

(1) 各向等压作用下的体积流变

图7为大三轴试样在各向等压情况下,干湿循环持续200 h的试验过程曲线。其中实线为荷载和干湿循环共同作用下实际测得的体积应变。虚线为不作干湿循环,仅在荷载作用下的流变曲线。两者相减,得干湿循环单独作用所产生的变形,见图8(a)。干湿循环引起的变形实际上并不是随时间发展,而是随干湿循环次数发展,因此应将图中的横坐标更改为干湿循环次数 n 。改正后的曲线见图8(b)。

(2) 剪应力引起的流变

对围压为800 kPa,应力水平为0.3, 0.5, 0.7, 0.83的偏应力作用下,干湿循环持续200 h的试验结果,见图9,扣除相应的荷载作用的流变,得仅由干湿循环作用引起的轴向应变过程线 $\varepsilon_a - t$ 和体积应变过程

线 $\varepsilon_v - t$, 再转换为随干湿循环次数变化的曲线。进而可推得广义剪应变随干湿循环次数变化的曲线 $\varepsilon_s - n$, 见图 10。

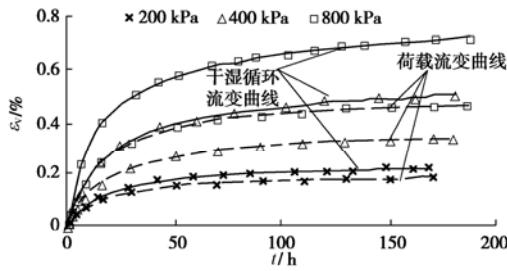


图 7 各向等压下的荷载及干湿循环流变试验曲线

Fig. 7 Creep test curves due to load and cycle of dry and wet under isotropic stresses

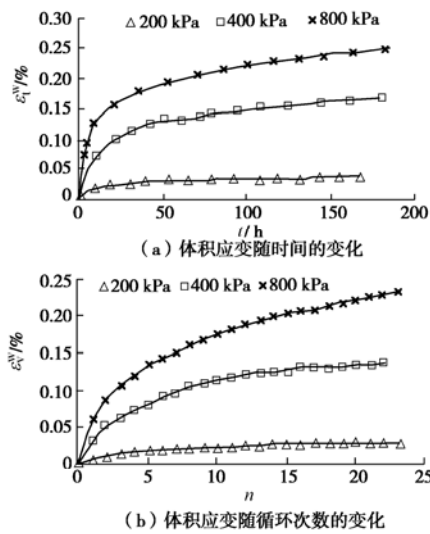


图 8 各向等压条件下干湿循环单独作用流变曲线

Fig. 8 Creep test curves only due to cycle of dry and wet under isotropic stresses

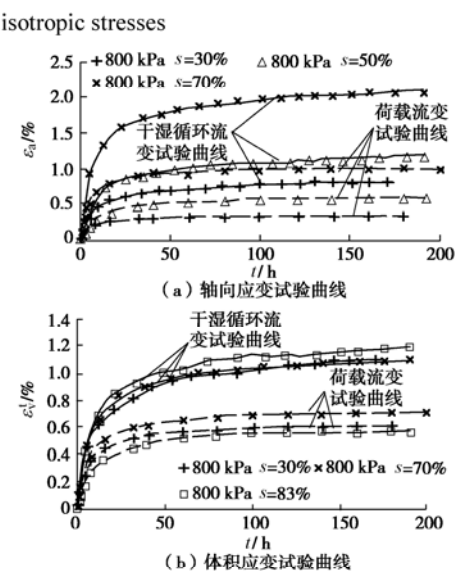


图 9 偏应力作用下荷载和干湿循环流变曲线

Fig. 9 Creep test curves due to load and cycle of dry and wet under deviator stresses

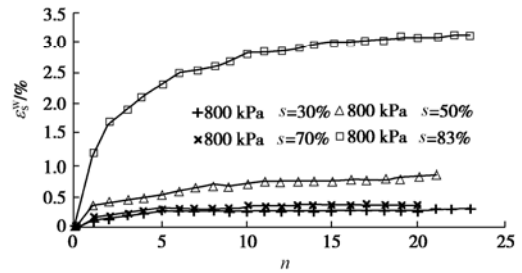


图 10 广义剪应变随干湿循环次数变化的曲线

Fig. 10 Extensive shear strain versus number of cycle of dry and wet

上述试验结果图 7, 9 可以看出:

a) 在总的流变应变中, 干湿循环单独作用引起的流变占了相当大比重。体积流变应变占 20%~40%; 剪切流变应变占 50%~70%, 也就是说, 堆石料的后期剪切变形大部分是由于晴雨变化对应的干湿循环所引起的。

b) 荷载所引起的流变应变衰减较快, $\varepsilon - t$ 曲线很快趋于水平, 而荷载与干湿循环共同作用下的试验曲线仍继续上翘。这表明堆石料长期变形的主要方面将是干湿循环作用。这是试验中 200 h 内的情况, 将荷载作用对应的流变按双曲线规律延伸一年, 流变应变是很小的; 而一年中也许 10~15 个雨量较大的降雨引起的干湿循环, 其变形趋势仍然较强, 一个循环引起的变形量仍然较大。也就是说, 干湿循环变形占后期变形的主要部分。这是不容忽视的。

(3) 干湿循环规律的近似表述

图 8, 10 所显示的规律分别可近似用双曲线模拟:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v^n &= \frac{n}{c_v + d_v n}, \\ \varepsilon_s^n &= \frac{n}{c_s + d_s n} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中的参数 c_v , d_v 与平均正应力 p 有关, c_s , d_s 与应力水平 s 有关, 可假定为直线关系建立近似的表达式。

2.3 堆石料长期变形的计算

(1) 两类长期变形的合并

荷载引起的流变, 根据三轴仪流变试验可得出体积应变和广义剪应变随时间变化的关系曲线, 建立相应表达式为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{v1}^t &= f_{v1}(t), \\ \varepsilon_{s1}^t &= f_{s1}(t). \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

干湿循环引起的流变, 由前面介绍的相应的三轴仪试验可得出体积应变和广义剪应变随循环次数变化的关系曲线, 建立相应表达式为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v^n &= f_{vn}(n), \\ \varepsilon_s^n &= f_{sn}(n), \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式(8)、(9)中所含的4个函数 f_{v1} , f_{s1} , f_{vn} , f_{sn} 如前所述均可假定为双曲线型式。

干湿循环一次在室内试验时可以在较短时间内完成,但在现场可能是很长时间。流变计算是取时间为变量的,不是以循环次数为变量的,因此要将循环次数 n 折合成相应的现场时间。为此要对现场降雨情况作调查,调查坝址所在地区的年降雨情况,主要是一年内中雨和大雨的降雨次数。只有中等以上的降雨才会对堆石体的变形产生影响。设某地区多年平均中等以上雨的年降雨次数为 n_y ,则 $n = \frac{n_y}{365}t$ 。将其代入式(8)得

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{v2}^t &= f_{v2}(t), \\ \varepsilon_{s2}^t &= f_{s2}(t). \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

将两种体积流变和剪切流变叠加,可得

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v^t &= \varepsilon_{v1}^t + \varepsilon_{v2}^t, \\ \varepsilon_s^t &= \varepsilon_{s1}^t + \varepsilon_{s2}^t. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

分别绘出组合后的 ε_v^t-t 和 ε_s^t-t 关系曲线,用某种数学式拟合。通常用双曲线方程拟合,则体积流变应变和剪切流变应变可分别表示为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v^t &= \frac{t}{c_v + b_v t}, \\ \varepsilon_s^t &= \frac{t}{c_s + b_s t}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中, c_s 为流变剪切应变双曲线的初始切线斜率 k_s 的倒数,即 $c_s = 1/k_s$; b_s 为流变剪切应变在 $t = \infty$ 时的渐近值 ε_s^u 的倒数,即 $b_s = 1/\varepsilon_s^u$; c_v 为流变体积应变双曲线的初始切线斜率 k_v 的倒数,即 $c_v = 1/k_v$; b_v 为流变体积应变在 $t = \infty$ 时的渐近值 ε_v^u 的倒数,即 $b_v = 1/\varepsilon_v^u$; k_v 和 ε_v^u 的意义示于图11。这里的体积应变分量 ε_v^t 仅是随时间发展的那部分体积应变,不包括已发生的瞬时体积应变。

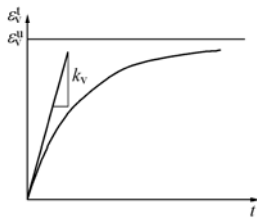


图 11 ε_v^t-t 关系曲线

Fig. 11 Relationship between ε_v^t and t

(2) 双屈服面流变模型

土体本构模型是瞬时变形的理论,可在此基础上

发展流变模型理论。

流变试验,测定某种应变分量随时间的发展,找出相应的规律,建立某种关系式。但它只适用于某种应变分量,工程实际问题是三维的,有6个应变分量。如何将其推广到三维的6个应变分量是个关键。这须要作某种假定。土体的流变都是不可恢复的变形,即塑性变形。因此,可将塑性变形的理论中的推广原则用于流变变形计算。其中流动法则,即应变增量的方向垂直于塑性势面,就是推广到6个应变分量有效方法。流变是瞬时变形后随时间继续发展变形,是后继的塑性变形。可以合理假定,这种后继塑性应变按照既定的规律发展,即流动法则仍然适用,因为没有新的因素来改变这种规律。这意味着,流变应变增量的方向也垂直于同一塑性势面,用相关联的流动规律,则它垂直于同一屈服面。

瞬时的塑性应变的流动法则为

$$\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}, \quad (13)$$

那么流变应变增量便可表示为

$$\{d\varepsilon^t\} = d\lambda^t \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}, \quad (14)$$

式中, $d\lambda^t$ 不是常量,而是随时间 t 变化的量。如果能设法给出该量,也就求得了流变应变。

椭圆-抛物双屈服面弹塑性模型的两个屈服方程为^[7]

$$f_1: p + \frac{q^2}{M_1^2(p+p_r)} = p_0 = \frac{h\varepsilon_v^{p1}}{1-m\varepsilon_v^{p1}} p_a, \quad (15)$$

$$f_2: \frac{aq}{G} \sqrt{\frac{q}{M_2(p+p_r)-q}} = \varepsilon_s^{p2}, \quad (16)$$

式中,硬化参数 ε_v^{p1} 和 ε_s^{p2} 是瞬时发生的塑性应变分量。

假定不同压力下的流变体积应变渐近值(最终值) ε_v^u 与该压力下的瞬时塑性体积应变 ε_v^p 之比为常量,用 β_1 表示。即 $\varepsilon_v^u = \beta_1 \varepsilon_v^p$ 。则由式(12)相应于第一屈服面的流变体积应变为

$$\varepsilon_v^{t1} = \frac{t}{\frac{1}{k_v} + \frac{1}{\beta_1 \varepsilon_v^{p1}} t} = \frac{\beta_1 \varepsilon_v^{p1}}{\frac{\beta_1 \varepsilon_v^{p1}}{k_v t} + 1}. \quad (17)$$

对于一个给定的时刻 t 对式(17)微分,即在微分时假定 t 为常量,则其增量型式为

$$d\varepsilon_v^{t1} = \frac{\beta_1}{\left(\frac{\beta_1 \varepsilon_v^{p1}}{k_v t} + 1 \right)^2} d\varepsilon_v^{p1}, \quad (18)$$

与第一屈服方程相应瞬时变形和流变变形的流动法则分别为

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon_v^{p1} &= d\lambda_1 \frac{\partial f_1}{\partial p}, \\ d\varepsilon_v^{t1} &= d\lambda_1' \frac{\partial f_1}{\partial p}, \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

代入式 (18), 可得

$$d\lambda_1' = \frac{\beta_1}{\left(\frac{\beta_1 \varepsilon_v^{p1}}{k_v t} + 1\right)^2} d\lambda_1, \quad (20)$$

$$\text{或} \quad d\lambda_1' = \frac{\beta_1}{\left(\frac{\beta_1 \varepsilon_v^{p1}}{k_v t} + 1\right)^2} \frac{d\varepsilon_v^{p1}}{\frac{\partial f_1}{\partial p}}, \quad (21)$$

式中, ε_v^{p1} 可由式 (15) 求得

$$\varepsilon_v^{p1} = \frac{p_0}{mp_0 + hp_a}, \quad (22)$$

解得 $d\lambda_1'$ 后, 即可由下式得任一时刻与第一屈服方程相应的流变应变分量为

$$\{d\varepsilon^{t1}\} = d\lambda_1' \left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}. \quad (23)$$

类似方法可推得与第二屈服方程相应的剪切流变应变。

也假定不同应力状态下的流变剪切应变渐近值 ε_s^u 与该应力状态下的瞬时塑性剪切应变之比为常量, 等于 β_2 。

这样可推得与第二屈服方程相应的剪切流变应变:

$$d\varepsilon_s^{t2} = \frac{\beta_2}{\left(\frac{\beta_2 \varepsilon_s^{p2}}{k_s t} + 1\right)^2} d\varepsilon_s^{p2}, \quad (24)$$

相应地有

$$d\lambda_2' = \frac{\beta_2}{\left(\frac{\beta_2 \varepsilon_s^{p2}}{k_s t} + 1\right)^2} d\lambda_2, \quad (25)$$

式中, ε_s^{p2} 可由式 (16) 求得。

最后可得任一时刻与第二屈服方程相应的流变应变分量为

$$\{d\varepsilon^{t2}\} = d\lambda_2' \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}. \quad (26)$$

将两个屈服面对应的流变各应变分量叠加, 得总的流变应变 $\{d\varepsilon^t\}$ 。在有限元计算中, 用初应变法进行。即令 $\{d\sigma^t\} = [D_{ep}]\{d\varepsilon^t\}$, 再计算相当的节点荷载, 施加于网格, 作有限元计算。

这样, 流变方程中原来的 4 个参数 c_v , b_v , c_s , b_s 换成了另外 4 个流变参数 k_v , k_s , β_1 和 β_2 。对于不同压力, 其值可能有变化, 可取均值, 即假定它们都与应力状态无关。如果 β_2 与 β_1 接近, 还可取为相同

的值 β , 流变参数就成了 3 个数。

3 水力劈裂

3.1 水力劈裂的判别

水力劈裂, 是指水压力超过土中应力, 将土体劈开的现象。已经发生过好几起土坝因水力劈裂而破坏的案例, 如美国 Teton 坝的失事。

这里的土中应力显然指的是总应力。由于总应力是有效应力与水压力之和, 若水压力大于总应力, 就等价于有效应力为负, 如此似可用有效应力是否为负来判别水力劈裂。笔者曾对好几个土石坝同时用总应力法和有效应力法分析水力劈裂, 尽管用相同的邓肯模型参数, 两种方法所得结果却相差很大。如图 12 是 2001 年对糯扎渡土质心墙坝 (高 261 m) 非线性有限元计算所得结果, 其中图 12 (a) 是总应力法所得心墙内紧靠上游面的单元中的中主应力及心墙上游面水压力沿高度的分布图, 图 12 (b) 是有效应力法计算有效中主应力的分布图。图中可见, 按总应力法, 中主应力小于水压力, 会发生水力劈裂; 而按有效应力法, 有效的中主应力远大于 0, 不会发生水力劈裂。两种计算方法得出两个完全相反的结论。

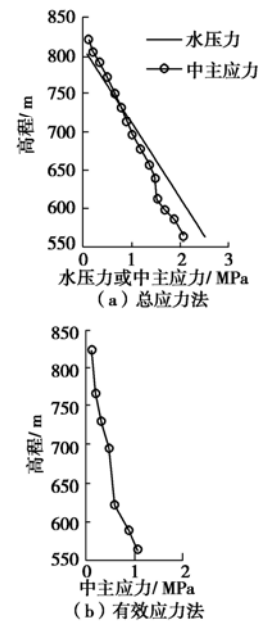


图 12 水力劈裂常用方法计算结果

Fig. 12 Computed results of hydraulic fracture

为何两种方法计算结果有很大差异? 这里存在两个问题:

(1) 总应力法计算时所用模型参数为排水剪所得, 这是有效应力法的参数, 适用于孔压完全消散的情况。而施工刚完蓄水时孔压远未消散, 总应力法参数应该用不排水剪试验确定。不排水剪情况对应的泊

松比大, 排水剪泊松比小。计算时, 在重力作用下小的泊松比所得侧向应力 σ_3 和 σ_2 较小, 也就容易出现图 12 (a) 中所示大片区域中主应力小于水压力, 被误判为会发生水力劈裂。

(2) 有效应力法存在的问题是用有效应力小于 0 作为水力劈裂的判据。这等价于用心墙内部同一点的水压力与总应力比较。实际上分析水力劈裂的水压力不是指心墙内部的水压力, 而是指心墙上游面上的水压力。两种水压力是不等的。笔者等曾进行过数十座高土石坝的计算分析, 从未出现过有效应力小于 0 的情况。用这种方法来判别, 就会作出不存在水力劈裂的错误结论。因此, 必须对水力劈裂分析方法作改进。

3.2 有效应力与总应力相结合的水力劈裂分析方法

由于用有效应力法单独来判别, 不符合水力劈裂机理, 而总应力法又不能反映孔压消散程度对水力劈裂的影响, 故提出两者相结合的分析方法。即对心墙作固结计算, 求得孔隙水压力和有效应力, 将它们叠加得总应力; 取心墙靠近上游面处各单元的总应力与上游水压力作比较来判别是否会发生水力劈裂。相应的本构模型参数用排水剪试验确定。

施工填筑期心墙处于非饱和状态, 故固结计算应该用非饱和土固结理论。笔者曾提出一种非饱和土固结计算简化计算方法^[7, 17]。其基本思路主要有 2 点。

(1) 将气和水作为混合流体来建立方程

对于饱和度较高的情况, 混合流体压力 u_m 是水压力 u_w 与气压 u_a 的加权平均值, 其权重为参数 χ ,

$$u_m = (1 - \chi)u_a + \chi u_w = u_a - \chi u_s, \quad (27)$$

有效应力原理可写成

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{M\}u_m, \quad (28)$$

平衡微分方程为

$$[\partial]^T \{\sigma'\} + [\partial]^T \{M\}u_m = \{f\}, \quad (29)$$

将应力用位移表示为

$$-[\partial]^T [D][\partial]\{w\} + [\partial]^T \{M\}u_m = \{f\}. \quad (30)$$

连续性方程为单元体的体积压缩量等于从单元体中排出的流体体积与残存孔隙流体压缩量之和。假定混合流体的重度 γ_m 和渗透系数 k_m 是常量, 可推得

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{k_m}{\gamma_m} \nabla^2 u_m + \frac{\partial \varepsilon_{v1}}{\partial t}, \quad (31)$$

残存混合流体的体积压缩是由于流体压力变化引起的,

$$\frac{\partial \varepsilon_{v1}}{\partial t} = \frac{1}{B_m} \frac{\partial u_m}{\partial t}, \quad (32)$$

式中, B_m 为混合流体的体积压缩模量。

将式 (32) 代入, 并将体积应变以位移表示, 连续性方程为

$$\{M\}^T \frac{\partial}{\partial t} [\partial] \{w\} - \frac{k_m}{\gamma_m} \nabla^2 u_m + \frac{1}{B_m} \frac{\partial u_m}{\partial t} = 0, \quad (33)$$

将其与平衡方程联立, 可解位移和混合流体压力 u_m 。由位移可计算应变和有效应力。

(2) 水连续性方程

非饱和土中, 水的连续性方程为单位土体中水体积的减小等于流出的水量,

$$\frac{\partial (\varepsilon_{vw})}{\partial t} = -\frac{k_w}{\gamma_w} \nabla^2 u_w, \quad (34)$$

式中, u_w 为超静水压力, ε_{vw} 为水流出引起的体积压缩应变, $\varepsilon_{vw} = -\frac{\Delta e_w}{1+e_0} = -\frac{\Delta(S_r e)}{1+e_0}$, 故

$$-\frac{S_r}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} - \frac{e}{1+e_0} \frac{\partial S_r}{\partial t} = -\frac{k_w}{\gamma_w} \nabla^2 u_w, \quad (35)$$

式中, 前两项分别表示饱和度和孔隙比变化所对应的水体积减小。

孔隙体积的变化由混合流体流出和残存流体压缩两部分组成。对前者, 可假定气与水比例保持不变, 即饱和度不变。则饱和度 S_r 的变化仅仅是由于后者, 即孔隙气的压缩。由此可推得

$$\Delta S_r = \frac{(1+e_0)S_r}{e} \Delta \varepsilon_{v1}, \quad (36)$$

$$S_r \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} - \frac{\partial \varepsilon_{v1}}{\partial t} \right) = -\frac{k_w}{\gamma_w} \nabla^2 u_w, \quad (37)$$

与孔隙流体的连续性方程比较并考虑到 $\gamma_m = S_r \gamma_w$, 可得

$$k_w \nabla^2 u_w = k_m \nabla^2 u_m, \quad (38)$$

利用解得的混合流体压力 u_m , 可解水压力 u_w 。进而可解气压力和吸力。

在固结计算中解得有效应力和水压力, 叠加得总应力, 再与心墙前的水压力相比来判别水力劈裂的是否发生。用所提出的方法对糯扎渡土石坝作计算, 结果示于图 13。显然, 无论方法本身, 还是计算结果都更为合理, 不会出现图 12 所示的矛盾。

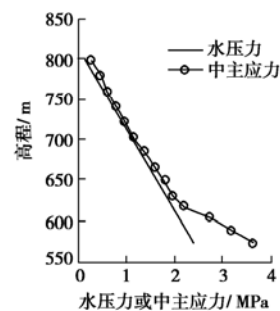


图 13 总应力法与有效应力法相结合计算结果

Fig. 13 Computed results based on combining method

3.3 总应力法分析土质心墙

总应力法, 作为简化方法, 可单独用于判别水力

劈裂,即用心墙内的总应力与上游水压力相比来判别。但前面提到现有的总应力法计算也有存在问题。所用本构模型参数由三轴仪固结排水剪测定,是有效应力法的本构模型参数。对总应力法应作不排水剪试验,加荷过程中饱和土试样便没有体积变形,与体积变形相关的参数,如体积模量、泊松比等,也就不能测得。将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。对于施工期很长,完工时孔压大体已消散的情况尚可采用;对于心墙在施工完成后相当长时期内仍存在较大的孔隙水压力的情况,这样的计算就与实际有较大差异。总应力法验算施工期边坡的稳定性,土力学教材和土石坝规范均明确规定要用不排水剪强度指标^[6]。现在作应力变形计算时却采用排水剪指标,这在概念上显然是不合理的。因此,须要研究可近似反映施工固结程度的总应力法,包括试验方法和计算方法。

建议试验和计算方法作如下改进:

(1) 试验方法

这里有两种情况:①心墙坝不太高,施工填筑时间不太长,可以假定施工期间完全不排水,用不排水剪试验确定参数;②心墙坝相当高,施工填筑时间好几年,在此期间孔压有一定程度的消散,已产生不小的固结变形,宜用固结不排水剪试验来测定本构模型参数。

考虑施工时心墙料处于非饱和状态,用非饱和土料作试验。非饱和土试样在作不排水剪试验时,由于空气的压缩,是仍然会有体积变形的。因此,仍然可以得到与体积模量或泊松比相关的模型参数。

非饱和土试样的强度和变形特性与饱和度有很大关系,试验必须在特定饱和度下进行。为了贴近实际,须按工程设计要求控制试样的密度和饱和度。

试验时,要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_{vc} ,点绘围压 σ_3 (即平均正应力 p)与固结体积应变 ε_{vc} 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由于部分排水固结而产生的变形。 $\varepsilon_{vc}-p$ 关系曲线可假定为双曲线,则体积模量可表示成 $B_c = B_{c0} + \frac{p}{\varepsilon_{vc1}}$ 。式中参数 B_{c0} 为初始体积模量, ε_{vc1} 为荷载趋于无穷大时的体积应变。

(2) 计算方法

若施工时间不长,假定施工期内无固结,可用不排水剪试验测得的本构模型参数作总应力的有限元应力变形计算。

若施工时间较长,如两三年,施工期内存在相当

程度的排水固结,则宜用固结不排水剪试验测得的本构模型参数作总应力的有限元应力变形计算。

第一种情况计算简单,下面主要讨论第二种情况的计算方法。

在坝体应力变形计算时,通常将坝体分成若干级,在不同时刻逐级施加,如图14所示。每一级增量,可假定瞬时完成,加荷过程如图15所示。第 i 级荷载增量 Δp_i 在 t_i 时刻施加,假定是对应于固结应力 σ'_3 的不排水的变形过程;从时刻 t_i 到 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。

在 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。在时刻 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。这个阶段算得的应变是要叠加到总应变上去的,但所得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。

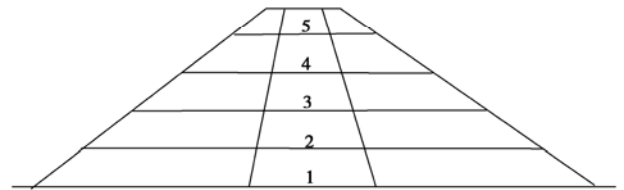


图 14 坝体分级

Fig. 14 Construction stages of the dam

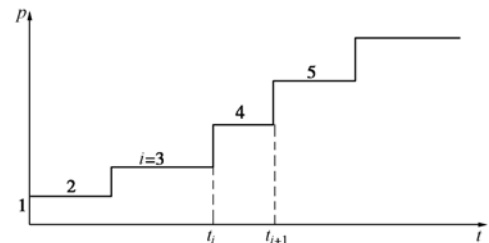


图 15 加荷过程

Fig. 15 Loading procedure

以邓肯模型为例,两个阶段的计算如下:

(1) 瞬时加荷下的变形

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为

$$E_t = \left[1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n, \quad (39)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \lg \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)}{(1 - A)^2}. \quad (40)$$

与通常的邓肯模型不同的是,式中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 。

a) 假定 $\sigma'_3 = \sigma_3$

这种假定最简单。它误差较大,但与通常算法相比还是有改进,因为参数是总应力法确定的。

b) 用固结度计算

$$\sigma'_3 = U_1 \sigma_3, \quad (41)$$

假定各单元 U_1 为常量,由经验确定。也可用一维的饱和土固结计算。

c) 用二维计算确定固结度

作心墙的饱和土二维比奥固结计算,求加荷不同阶段的各单元的总应力 σ_3 和有效应力 σ'_3 ,进而求固结度,

$$U_1 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_3 + u}, \quad (42)$$

这样 U_1 便随位置和荷载增量而变化。此法稍麻烦,但相对合理。

(2) 固结变形

从时刻 t_i 到 t_{i+1} ,心墙发生固结变形。它是第 i 级及以前各级荷载增量引起的。可不分别计算各荷载增量在时刻 t_{i+1} 时刻引起的固结变形,而利用前面所讲的近似方法估算得出的时刻 t_i 和 t_{i+1} 全量有效应力 $\sigma'_{3,i}$ 和 $\sigma'_{3,i+1}$ 来计算。令

$$\Delta p_i = \sigma'_{3,i+1} - \sigma'_{3,i}, \quad (43)$$

$$\{\Delta \sigma\} = [\Delta p \quad \Delta p \quad \Delta p \quad 0 \quad 0 \quad 0]^T, \quad (44)$$

求相应的单元节点力为

$$\{\Delta F\}^e = \int [B]^T \{\Delta \sigma\} d\Omega, \quad (45)$$

由各单元的节点力形成总体的节点荷载,施加于网格,作有限元计算可得相应的变形。

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 由前面所讲的施加围压试验测得的参数, E_c 可近似地仍由式(39)计算。

在这一阶段有限元计算所得体积应变应该接近于

$$\Delta \varepsilon_{\text{vei}} = \frac{\Delta p_i}{B_{ci}} \text{ 求得的值, 3 个正应变分量为}$$

$$\Delta \varepsilon_x = \Delta \varepsilon_y = \Delta \varepsilon_z = \frac{1}{3} \Delta \varepsilon_v; \text{ 而三个剪应变分量 } \Delta \gamma \text{ 较小。}$$

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。

双江口心墙料饱和度为80%状态下的土料固结不

排水剪试验所得邓肯模型参数: $c=127 \text{ kPa}$, $\varphi = 31.8^\circ$, $R_f=0.94$, $K=980$, $n=0.27$, $G=0.41$, $F=0.14$, $D=2.3$ 。固结阶段的初始体积模量为 $B_{c0}=1050 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{\text{vel}}=1.3\%$ 。计算所得应力状态示于图16。

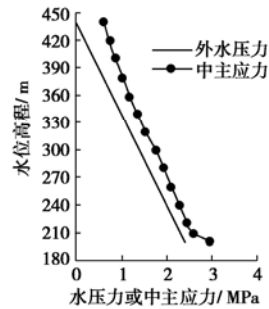


图16 总应力法计算结果

Fig. 16 Computed results of total stress method

3.4 影响水力劈裂的因素

工程设计中所关心的不仅是设计方案是否有可能发生水力劈裂,更关心什么因素影响水力劈裂的发生,采用什么对策来避免水力劈裂。当然心墙土料的性质会影响水力劈裂,如心墙料的模量高,它与坝壳模量差距小,则应力拱效应弱,则抗水力劈裂能力强;心墙料的泊松比高,重量引起的侧压力大,中主应力大,抗水力劈裂能力也强。此外,从水力劈裂机理出发,可以推测以下几种因素会影响水力劈裂。

(1) 心墙料渗透性

设想如果心墙为砂性土,则迎水面的水很快渗入心墙内部,并形成稳定渗流,就不会发生水力劈裂。心墙若为黏性土,渗透性低,上游水压力难以传入心墙内部,心墙上游面与内部水压力是突变的,这是水力劈裂发生的必要条件。由此可见,心墙料的渗透性是影响水力劈裂的重要因素。

曹雪山以某坝为例^[18],并作条件简化,对3种渗透系数 10^{-5} cm/s , 10^{-6} cm/s , 10^{-7} cm/s ,用上述方法作比较计算,用靠近心墙上游面的单元的中主应力与上游水压力之比 σ_2/u 来说明水力劈裂可能性大小。若 σ_2/u 小于1.0,则有水力劈裂可能。所得结果如图17所示。可见渗透性低,水力劈裂可能性大。

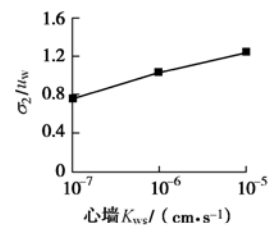


图17 最小 σ_2/u 值随心墙渗透系数的变化

Fig. 17 Variation of values of σ_2/u with coefficient of permeability

(2) 心墙料的饱和度

如果心墙是完全饱和的, 上游面上的水压力将很快传到心墙内部各点。内部点水压力上升也提高了这些点上的总应力, 外水压力大于心墙总应力的可能性就降低了, 也就避免了水力劈裂。反之, 心墙是非饱和的, 饱和度越低, 上游水的浸入越慢, 应该越容易发生水力劈裂。曹雪山对某坝取 80%, 87%, 93% 3 种情况, 作了计算比较, 如图 18 所示。图中可见, 确实如预估的那样, 饱和度低, 发生水力劈裂的可能性大。

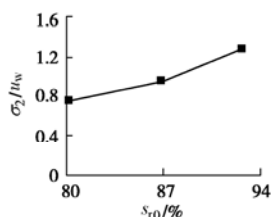


图 18 最小 σ_z/u 值随心墙饱和度的变化

Fig. 18 Variation of values of σ_z/u with degree of saturation

(3) 墙前水位上升速度

如果上游水位上升缓慢, 有足够的时间渗入心墙的内部, 使内部水压力上升, 内外水压力突变的幅度也就大大降低, 就不会发生水力劈裂。反之, 水位上升迅速, 则水来不及渗入心墙内部, 内外水压突变, 那就可能发生水力劈裂。曹雪山对某坝作的水位上升速度影响的比较计算结果示于图 19。图中蓄水速度以每天上升几米来表示的。结果可见, 随着蓄水速度增加水力劈裂更易发生。

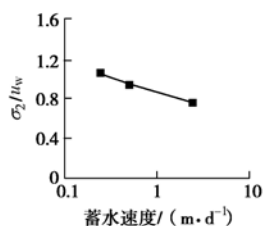


图 19 最小 σ_z/u 值随蓄水速度的变化

Fig. 19 Variation of values of σ_z/u with rising speed of water level

4 结 语

邓肯双曲线 $E-B$ 模型在某些情况下会得出偏小的侧向变形, 这与三轴仪试验确定参数没有反映各向异性有相抵的作用。用于面板坝较好, 也可用于心墙坝。但须注意参数的匹配, 避免出现过分偏小的侧向变形。 $E-\nu$ 模型的参数直观, 便于从机理上分析计算结果的合理性或存在问题。用于心墙坝判别水力劈裂的发生较好。土存在显著的各向异性, 柔度矩阵的性质定性地反映了各向异性的主要规律, 可用于检验

本构模型及提出改进的方向。

堆石体存在流变特性, 天气晴雨变化产生的干湿循环作用是引起堆石体长期变形的重要因素, 在后期它更胜于荷载引起的流变, 成为变形的主要方面。作为简化计算, 可将干湿循环引起的长期变形归入流变。以椭圆-抛物双屈服面弹塑性模型为基础而提出的流变模型可用于计算。

心墙坝的水力劈裂分析, 可有两类方法: ①有效应力与总应力相结合的方法, 即模拟施工填筑对心墙作非饱和土固结计算, 将得出的有效应力与水压力叠加得总应力, 与心墙前的水压力比较来判别水力劈裂发生的可能性; ②近似考虑固结程度的总应力法, 相应的本构模型参数用非饱和土固结不排水剪试验确定。

参考文献:

- [1] CLOUGH R W, WOODWARD R J. Analysis of embankment stresses and deformation[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1967, **93**(SM4).
- [2] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1970, **96**(SM5).
- [3] KULHAWY F H, DUNCAN J M. Stresses and movements in Oroville Dam[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1972, **98**(SM7): 653 - 665.
- [4] 甘肃省水电局勘测二队, 华东水利学院农水系. 沥青混凝土心墙土坝的有限元计算[M]//水利水电工程应用电子计算机资料选编. 北京: 水利出版社, 1997: 318 - 330. (The Second Exploration Team of Hydraulic Electricity Bureau of Gangsu Province, Irrigation and Water Conservancy Department of Hohai University. The finite element method computation of the earth dam with the asphalt concrete core wall[M]//Selections of papers on computer application in hydraulic engineering. Beijing: Chinese Water Conservancy Press, 1997: 318 - 330. (in Chinese))
- [5] 殷宗泽, 徐鸿江, 朱泽民. 巴家咀水库在坝前淤土上加高土坝的有限元固结计算[M]//软土地基学术讨论会文选. 北京: 水利出版社, 1980. (YIN Zong-ze, XU Hong-jiang, ZHU Ze-ming. Consolidation computation of heightening earth dam from silt of Bajiazui reservoir by finite element method[M]// Proceeding of soft soil conference. Beijing: Water Conservancy Press, 1980. (in Chinese))
- [6] SL274—2001 碾压土石坝设计规范[S]. 2002. (SL274—2001

- Water conservancy press[S]. 2002. (in Chinese))
- [7] 殷宗泽, 等. 土工原理[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007. (YIN Zong-ze, et al. Principles of soil mechanics[M]. Beijing: Water Conservancy Ppress, 1980. (in Chinese))
- [8] 殷宗泽, 张坤勇, 朱俊高. 面板堆石坝应力变形计算中考虑土的各向异性[J]. 水利学报, 2004(11): 22 - 26. (YIN Zong-ze, ZHANG Kun-yong, ZHU Jun-gao. Reflection of anisotropy of soil in stress and deformation computation of face slab rock-fill dam[J]. Journal of Water Conservancy, 2004(11): 22 - 26. (in Chinese))
- [9] 殷宗泽, 朱俊高, 卢海华. 土体弹塑性柔度矩阵与真三轴试验研究[M]//七届全国土力学会议文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994: 139 - 144. (YIN Zong-ze, ZHU Jun-gao, LU Hai-hua. Elasto-plastic softness matrix of soils and true triaxial test study[M]// Proceedings of 7th national conference on soil mechanics. Beijing: Chinese Architecture Industry Press, 1994: 139 - 144. (in Chinese))
- [10] 殷宗泽, 徐志伟. 土体各向异性及近似模拟[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 547 - 551. (YIN Zong-ze, XU Zhi-wei. Anisotropy of soils and approximate simulation[J]. Chinese Journal of geotechnical engineering, 2002, 24(5): 547 - 551. (in Chinese))
- [11] FITZPATRICK M D, LIGGINS T B, BARNETT R H W. Ten years surveillance of Cethana dam[C]// 14th ICOLD Congress, Rio de Janeiro, 1982.
- [12] PARKIN A K. Settlement rate behavior of some fill dams in Australia[C]// Proc 11th ICSMFE, San Francisco, 1985.
- [13] 沈珠江. 堆石料的流变模型及其应用[J]. 水利水运科学研
究, 1994, 12(4). (SHEN Zhu-jiang. Creep model of rock-fill material and its application[J]. Journal of Research on Water Conservancy and Communications, 1994, 12(4). (in Chinese))
- [14] 沈珠江, 赵魁芝. 堆石坝流变变形的反馈分析[J]. 水利学报, 1998(6). (SHEN Zhu-jiang, ZHAO Kui-zi. Opposite analysis on creep deformation of rockfill dam[J]. Journal of Water Conservancy, 1998(6). (in Chinese))
- [15] 王海俊, 殷宗泽. 堆石料长期变形的室内试验研究[J]. 水利学报, 2007, 38(8): 914 - 919. (WAN Hai-jun, YIN Zong-ze. Test study on long time deformation of rock-fill material[J]. Journal of Water Conservancy, 2007, 38(8): 914 - 919. (in Chinese))
- [16] 王海俊. 堆石料流变模型及其在面板堆石坝中的应用研究[D]. 南京: 河海大学, 2008. (WAN Hai-jun. Creep model of rock-fill material and its application on concrete facing slab rockfill dams[D]. Nanjing: Hohai University, 2008, (in Chinese))
- [17] 殷宗泽, 凌 华. 非饱和土一维固结简化计算[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(5). (YIN Zong-ze, LING Hua. Simplified computation of one dimensional consolidation of unsaturated soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(5). (in Chinese))
- [18] 曹雪山. 非饱和土固结及土石坝心墙水力劈裂的有效应力分析[D]. 南京: 河海大学, 2008. (CAO Xue-shan. Consolidation of unsaturated soil and effective stress analysis of hydraulic fracture of earth dam[D]. Nanjing: Hohai University, 2008. (in Chinese))