

文章编号 0559-9350(2013)10-1257-06

## 考虑坝料初始压密特性的土石坝变形计算方法

王长兵<sup>1,2</sup>, 袁会娜<sup>1</sup>, 张丙印<sup>1</sup>, 张其光<sup>1</sup>

(1. 清华大学 水利水电工程系 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084;

2. 广西北投水务有限公司, 广西 钦州 535000)

摘要: 在土石坝工程中, 经高强度反复碾压后的筑坝土石料会达到非常密实的状态, 从而表现出明显的超固结特性, 未考虑这种特性的土石坝应力变形计算分析中, 通常会使低坝的变形计算结果偏大, 高坝的变形计算结果偏小。通过设定初始屈服面或初始加载函数, 本文提出一种可考虑坝料初始超固结特性的土石坝变形计算方法, 分别结合沈珠江双屈服面模型和邓肯-张EB模型讨论了具体的实现方案, 进行了不同坝高、考虑和不考虑坝料初始超固结特性的算例分析, 结果表明, 所提出的方法可有效解决土石坝变形 低坝算大, 高坝算小 的现象。

关键词: 土石坝; 本构模型; 超固结; 堆石料

中图分类号: TV641.2

文献标识码: A

近些年一大批超高土石坝如糯扎渡、两河口、双江口、古水和如美等正在规划设计或建设之中。在这些高土石坝的设计、建设以及运行管理过程中存在许多极具挑战性的岩土工程问题, 其中变形控制是工程设计与施工过程中的关键问题之一。有限元数值计算分析是目前进行高土石坝变形分析的主要手段, 能否合理可靠地预测和分析坝体的变形性状<sup>[1]</sup>, 是工程安全设计和分析中关注的重要问题。

## 1 土石坝变形计算中的 低坝算大, 高坝算小 现象

已有经验表明, 在百米以下低土石坝的计算中, 邓肯-张模型计算的坝体变形和现场监测所得到的变形相比通常偏大, 尤其是计算的水平变形明显偏大。对此, 我国学者将其原因主要归结为邓肯-张模型对应力路径的反映能力差以及无法模拟土石料的剪胀性上, 并据此提出了多个具有特色的本构模型, 例如沈珠江的双屈服面弹塑性模型<sup>[2-3]</sup>、清华的非线性解耦KG模型<sup>[4-6]</sup>、殷宗泽的双屈服面弹塑性模型<sup>[7]</sup>等。这些模型被应用于实际土石坝工程, 解决了工程中的许多关键技术难题, 为我国土石坝计算分析理论的发展做出了贡献。

自20世纪80年代以来, 我国已设计和修建了一系列高度超过150m的超高土石坝, 并陆续取得了丰富的坝体变形监测结果, 一些研究者将这些变形监测结果同原工程设计阶段的变形计算结果进行对比发现, 现场监测坝体变形一般会大于模型事先预测的结果, 甚至明显超过以前普遍认为计算变形偏大的邓肯-张模型的预测结果。

表1为我国部分超高土石坝最大沉降设计阶段计算结果与实测结果的对比情况<sup>[8]</sup>, 其中计算均是采用邓肯-张EB模型的三维有限元计算。由表1可见, 这些超高土石坝坝体变形实测结果普遍明显大于邓肯-张EB模型的计算结果, 这同低土石坝的情况完全不同。

收稿日期: 2013-02-20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51009078); 国家973计划项目(2010CB732103); 国家重点实验室项目(2012-KY-02)

作者简介: 王长兵(1983-), 男, 安徽和县人, 硕士, 工程师, 主要从事高土石坝数值计算研究。E-mail: websdy@126.com

表1 部分超高土石坝最大沉降有限元计算和实测结果对比

坝名	竣工期计算值/cm	蓄水期计算值/cm	监测值/cm	日期	月沉降速率/mm
天生桥一级	235.6	242.0	349.5	2004年12月	1.5, 趋于平缓
洪家渡	78.2	81.4	132.9	2006年8月	1.4, 趋于收敛
三板溪	101.7	104.5	148.0	2006年4月	6.0, 基本趋于平缓
水布垭	184.0	192.0	200.6	2006年8月	67.0, 沉降不稳定期

对于这种土石坝变形计算中所存在的“低坝算大，高坝算小”现象，沈珠江院士认为原因之一可能是高坝存在显著的流变变形所致，并建立了可进行土石坝流变变形的有限元计算方法<sup>[9-10]</sup>。但工程经验表明，实验室试验中堆石体的流变变形在时间尺度和量级大小方面一般均难以直接同土石坝实际工程相对应。通常需要根据实际工程现场监测结果通过反演分析的方法进行计算，这使得在工程设计阶段难以进行较准确的变形预测。

## 2 压实土石料的超固结特性

土石料是一种“记忆”材料，其以往承受的应力历史对其应力变形特性具有显著影响。在土力学中，将土体单元曾经受到的最大应力称为先期固结压力。在土石坝工程，尤其是在高土石坝工程的施工过程中，坝料需要经过高强度的碾压。经反复碾压的筑坝土石料均会达到非常密实的状态，从而表现出一定程度的超固结特性。

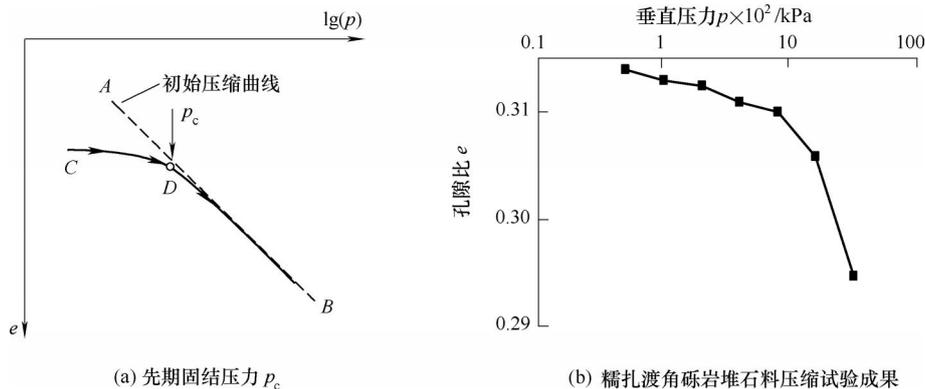


图1 压实土石料的超固结特性

图1(a)给出了典型压实土体压缩试验 $e \sim \lg(p)$ 曲线。由图1(a)可见，假如D点对应土体的先期固结压力 $p_c$ ，则在D点两侧土体会表现出不同的压缩特性，当 $p \leq p_c$ 时，土体处于超固结状态，土样具有较高的模量(对应回弹模量)；而当 $p > p_c$ 时，土体具有相对较低的模量(初始压缩模量)。可见，对于超固结土需要根据其先期固结压力分段考虑其变形特性。图1(b)给出了糯扎渡角砾岩堆石料压缩试验成果，试验中制样孔隙率 $n=24\%$ 。由试验结果可见，其压缩 $e \sim \lg(p)$ 曲线和图1(a)所示的超固结土压缩曲线十分类似，压缩曲线在垂直压力 $p=800 \sim 1200 \text{ kPa}$ 之间发生了明显的转折。

压实土石料的初始超固结特性对常规三轴压缩试验的结果也具有一定的影响，为此，根据双江口主堆石料、糯扎渡主堆石料、糯扎渡心墙砾石土料和关门山主堆石料等大型三轴试验成果，分高低围压力分别整理了邓肯-张EB模型计算参数。表2以双江口主堆石料为例给出了典型的整理结果。图2给出了拟合参数反算试验结果的对比情况。可以看出，由低围压试验结果拟合得到的模量参数值 $k$ 和 $k_b$ 明显较高， $n$ 值相对较小；而采用全部围压试验结果拟合得到的模量

表2 双江口主堆石料邓肯-张EB模型参数分段整理结果

围压范围	$k$	$n$	$k_b$	$m$
全部	1019	0.19	389	0.016
$\leq 700 \text{ kPa}$	1200	0.17	420	0.016
$> 1000 \text{ kPa}$	820	0.23	340	0.016

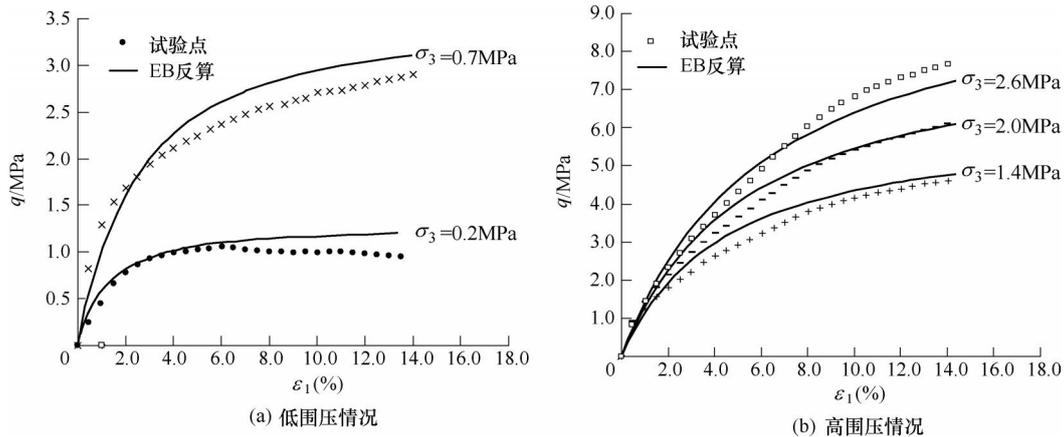


图2 双江口主堆石料邓肯-张EB参数对试验结果的拟合情况

参数值可看作是低围压和高围压模量参数的平均。其它坝料的整理结果具有类似的规律。

可以认为，上述高低围压下邓肯-张EB模型参数不相同的现象也是由压实坝料的初始超固结特性所致。在三轴试验时，为了使试样达到所要求的制样密度，需对土石料施加一定的击实功，从而使使得试样具有一个先期固结压力。当三轴试验围压较小时，试样处于超固结状态，具有相对较大的变形模量；当三轴试验的围压较大超过该先期固结压力时，试样不再处于超固结状态，从而具有相对较小的变形模量。进一步可以说明的是，在采用邓肯-张EB模型全围压平均参数进行土石坝变形计算时，对于低坝由于坝体内部的应力水平较低，会高估坝体的变形；相反对于高坝，由于坝体的应力水平较高，则可能低估坝体的变形。

### 3 考虑坝料初始超固结特性的土石坝变形计算方法

在目前的土石坝应力变形计算分析中，通常的做法为：(1)根据坝料现场碾压密度要求制样，进行不同围压的三轴试验；(2)根据所有围压的三轴试验成果，确定坝料的本构模型参数；(3)在有限元计算中，根据自重状态确定每层坝料的初始应力状态和模量。由此可见，在计算过程中并未考虑压实坝料的初始超固结特性。但是，在土石坝尤其是在高土石坝工程中，坝料一般均要进行高强度的碾压过程。经反复碾压的筑坝土石料均会达到非常密实的状态，从而表现出很强的超固结特性。忽视该特性必然会使计算结果产生较大的误差。

在有限元计算中，可通过对坝料设置相应的初始应力状态变量的方法反映坝料初始超固结状态的影响。下面分别以沈珠江双曲屈服面模型和邓肯-张EB模型为例，讨论具体的做法。

**3.1 基于沈珠江双曲屈服面模型的计算方法** 在弹塑性模型中，使用屈服面函数来判定坝料的加卸载状态。因而，可通过设定初始屈服面的方法来考虑压实坝料的初始超固结特性。下面以沈珠江双曲屈服面模型为例进行具体的介绍。沈珠江双曲屈服面模型采用体积屈服面和剪切屈服面两个屈服面，是典型的弹塑性模型。模型的两个屈服面方程分别为：

$$f_1 = p^2 + r^2 q^2; f_2 = q^s / p \quad (1)$$

式中： $r$ 、 $s$ 为经验参数，一般情况下堆石料均可取2； $p$ 、 $q$ 分别为广义平均应力和剪应力。

可见，确定初始屈服面的关键，为确定试样击实过程所对应的应力状态。

图3所示为试样的击实过程和相应所产生的初始屈服面。坝料的击实过程可简化为垂直应力作用下的单向压缩过程，即可将试样击实过程同图1所示的压缩试验所对应。这样击实过程所对

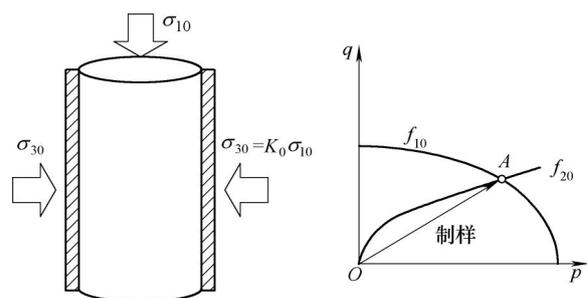


图3 试样的击实过程和初始屈服面

应的应力状态可由压缩曲线转折处所对应的应力状态近似确定。之后，再由式(1)可确定初始屈服面对应的值 $f_{10}$ 和 $f_{20}$ 。

在有限元计算中，在模拟每层坝体的填筑时，应先设定坝料单元具有初始屈服面 $f_{10}$ 和 $f_{20}$ 。当该单元应力状态处于初始屈服面之内时，采用卸载模量进行计算；而当该单元应力状态加载至初始屈服面之外时，才采用相应的加载模量进行计算。其它的弹塑性模型可采用同样的方法。

3.2 基于邓肯-张EB模型的计算方法 邓肯-张EB模型<sup>[11]</sup>是典型的非线性弹性模型。模型采用如下的加载函数 $S_s$ 来判别加载卸状态：

$$S_s = S_1^4 \sqrt{\sigma_3 / P_a} \quad (2)$$

其中， $S_1$ 为应力水平。

对于邓肯-张EB模型，可通过设定加载函数初值 $S_{s0}$ 的方法来模拟压实坝料的初始超固结特性。在有限元计算中，在模拟每层坝体的填筑时，对新填筑的坝料单元应首先给定一个合适的加载函数初值 $S_{s0}$ 。之后，对于 $S_s \leq S_{s0}$ 的情况，直接采用卸载模量 $k_{ur}$ 进行计算；而对于 $S_s > S_{s0}$ 的情况，则应采用由高围压三轴试验确定的模型参数(不包括初始超固结的影响)。计算经验表明，对于 $S_s \leq S_{s0}$ 的情况，直接采用由低围压三轴试验结果确定的模型参数通常能取得较好的计算效果。

初始加载函数 $S_{s0}$ 的取值和土石料的压实程度有关，压实程度越高，土石料的超固结特性越显著， $S_{s0}$ 的值就越高。其具体取值可根据现场试验结果反演分析求取，也可由室内压缩试验 $e \sim \lg(p)$ 曲线转折点的位置近似确定。袁会娜等<sup>[12]</sup>对糯扎渡心墙砾石土料现场压缩试验进行了反演分析，确定糯扎渡心墙砾石土料的 $S_{s0}$ 值约为0.447。

#### 4 低坝和高坝变形规律计算分析

如前所述，土石坝变形计算存在低坝算大，高坝算小的现象。除了高土石坝存在较大的流变变形之外，在变形计算分析中，未考虑压实土石坝料的初始超固结特性，也可能是造成上述现象的原因。本节采用前述所建议的可考虑压实坝料初始超固结特性的计算方法，通过计算实例分析坝高对坝体变形计算结果的影响。为此，针对一坝型和施工分级均相同的均质土坝，将坝高分别取为50、75、100、150、200、250、300和350m进行了系列的二维有限元静力计算分析。

计算中对各种坝高均采用了统一设定的坝体剖面 and 填筑程序，对不同的坝高进行等比放大，具体见图4。图5给出了计算采用的有限元计算网格，共包括1112个节点和1066个单元。计算中不考虑水库的蓄水过程。坝料采用邓肯-张EB模型，模型参数根据双江口主堆石料大型三轴试验成果确定，并分别采用如下两种参数组合进行计算：(1)不考虑初始超固结特性，此时采用全围压试验参数进行计算。该工况对应传统的计算方法；(2)考虑初始超固结特性，假设堆石料在碾压过程中处于侧限压缩状态，其最大水平应力达到了1000kPa(两套参数围压的分界线)，估算此时的加载函数值约为0.3，因此取加载函数初值 $S_{s0}=0.3$ ，且当 $S_s \leq S_{s0}$ 时，采用低围压试验模型参数；当 $S_s > S_{s0}$ 时，采用高围压试验模型参数。具体两种工况的模型参数组合见表3所示。

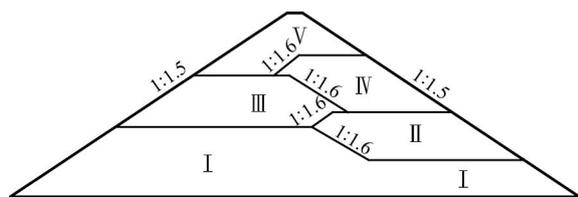


图4 坝体剖面和填筑分区

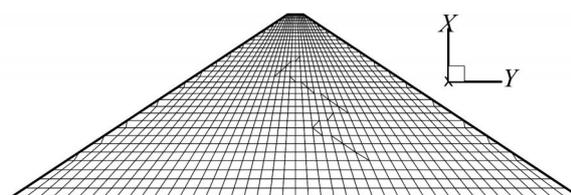


图5 有限元计算网格

为便于比较，将所有不同坝高下两种计算工况所得坝体最大沉降值和沉降比汇总于表4。图6给出了两种计算方法所得坝体最大沉降量比值随坝高的变化曲线。由计算结果可见，两种计算方法所得低坝和高坝坝体最大沉降量的相对关系有所不同。对于低坝的情况，考虑坝料初始超固结特性的

表3 模型参数计算组合

计算参数组合	$S_{s0}$	$\phi_0 / ^\circ$	$\Delta\phi / ^\circ$	$R_f$	$k$	$n$	$k_s$	$m$
组合1	不考虑	49.39	8.97	0.74	1019	0.19	389	0.016
组合2	$S_{s0} \leq 0.3$	48.57	7.10	0.81	1200	0.17	420	0.016
	$S_{s0} > 0.3$	46.50	6.86	0.75	820	0.23	340	0.016

计算沉降量较小，而不考虑超固结特性的计算沉降量相对较大。例如，对于坝高50m的情况，前者为后者的66.7%；对于坝高75m的情况，前者为后者的88.6%。超高坝的情况与低坝相反，考虑坝料初始超固结特性的计算沉降量较大，而不考虑超固结特性的计算沉降量相对较小。例如，对于坝高150m的情况，前者为后者的142.8%；对于坝高250m的情况，前者为后者的143.76%。

表4 不同坝高最大沉降 $S$ 计算结果对比

坝高/m	工况1 $S_1/m$	工况2 $S_2/m$	沉降比 ( $S_2/S_1$ )/%
50	-0.147	-0.098	66.7
75	-0.332	-0.294	88.6
100	-0.592	-0.579	98.0
150	-1.354	-1.920	142.8
200	-2.413	-3.476	144.1
250	-3.810	-5.474	143.7
300	-5.543	-7.984	144.0
350	-7.599	-10.893	143.3

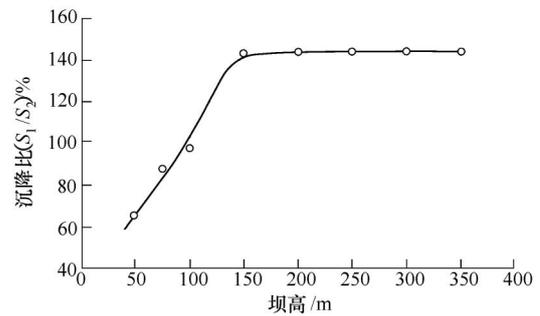


图6 不同坝高计算沉降比结果

由表4和图6可知，对于本文所采用的计算参数 $S_{s0}=0.3$ ，计算最大沉降相对关系发生变化所对应的坝高约为110m左右。需要说明的是，初始 $S_{s0}$ 的取值取决于坝体土石料压密的程度，密实程度越高，相应 $S_{s0}$ 的取值越大。此外，由表4还可以看出，当坝高超过150m之后，两种计算工况所得坝体最大沉降值比基本保持在143%左右。

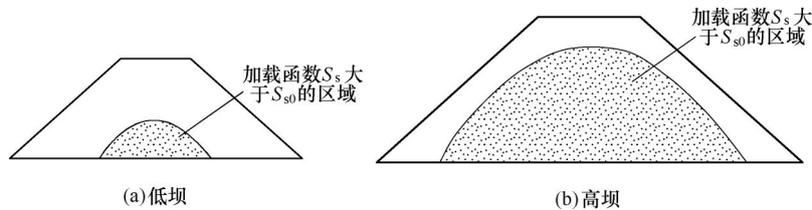


图7 低坝和高坝加载函数分布区域

图7所示为考虑坝料初始超固结特性对低坝和高坝变形计算影响的示意图。对于低坝，坝体内应力水平较低，坝体的大部分区域处于加载函数 $S_s$ 值小于初始 $S_{s0}$ 的状态，在计算中低围压三轴试验参数起主导作用，模量值相对较高，造成坝体计算变形减小。相反对于高坝，坝体内应力水平较高，坝体的大部分区域处于加载函数 $S_s$ 值大于初始 $S_{s0}$ 的状态，在变形计算中高围压三轴试验参数起主导作用，模量值相对较低，造成坝体计算变形增大。

## 5 结论

本文从压实土石料的超固结特性角度，探讨了压实土石坝料初始超固结特性对低坝和高坝变形计算结果的影响。得到如下的结论：(1)在土石坝工程中，经高强度反复碾压后的筑坝土石料会达到非常密实的状态，从而表现出明显的超固结特性。在根据三轴试验结果整理模型参数时，由于受试样击实过程所致初始超固结特性的影响，低围压模型参数的变形模量值明显较大；(2)通过设定初始屈服面或初始加载函数的方法，发展了可考虑坝料初始超固结特性的土石坝变形计算方法。分别以

沈珠江双屈服面模型和邓肯-张 EB 模型为例讨论了具体的计算方法；(3)进行了不同坝高均质土坝的系列计算分析，分析了考虑和不考虑坝料初始超固结特性对坝体最大沉降变形的影响。计算结果表明，考虑坝料初始超固结特性，可使低坝的计算沉降量减小，高坝的计算沉降量增大，也即可有效解决变形 低坝算大，高坝算小 的现象。

## 参 考 文 献：

- [ 1 ] 党发宁,王学武,田威,等.非对称高面板堆石坝应力变形特点及改善对策[J].水利学报,2012,43(5):602-608.
- [ 2 ] 沈珠江.土体应力应变分析中的一种新模型[C]//第五届土力学及基础工程学术讨论会论文集.北京:中国建筑工业出版社,1990.
- [ 3 ] 沈珠江.鲁布革心墙堆石坝变形的反馈分析[J].岩土工程学报,1997,16(3):1-13.
- [ 4 ] 高莲士,赵红庆,张丙印.堆石料复杂应力路径试验和非线性K-G模型研究[C]//国际高土石坝学术研讨会论文集.北京:中国水力发电学会,1993.
- [ 5 ] GAO Lian-shi. The nonlinear uncoupled K-G for rockfill materials and its verification[C]//14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, 1997.
- [ 6 ] 高莲士,汪召华,宋文晶.非线性解耦K-G模型在高面板堆石坝应力变形分析中的应用[J].水利学报,2001(10):1-7.
- [ 7 ] 殷宗泽.一个土体的双屈服面应力应变模型[J].岩土工程,1988,10(4):64-71.
- [ 8 ] 杨泽艳,湛正刚,文亚豪,等.洪家渡水电站工程设计创新技术与应用[M].北京:中国水利水电出版社,2008.
- [ 9 ] 沈珠江,左元明.堆石料的流变特性试验研究[C]//第六届土力学及岩土工程学术会议论文集.上海:同济大学出版社,1991.
- [ 10 ] 米占宽,沈珠江,李国英.高面板堆石坝坝体流变性状[J].水利水运工程学报,2002(2):35-41.
- [ 11 ] 李炎隆,李守义,丁占峰,等.基于正交试验法的邓肯-张 E-B 模型参数敏感性分析研究[J].水利学报,2013,44(8):873-879.
- [ 12 ] 张丙印,袁会娜,孙逊.糯扎渡高心墙堆石坝心墙砾石土料变形参数反演分析[J].水力发电学报,2005,24(3):18-23.

## A stress-deformation analysis method for earth-rockfill dams considering the initial over-consolidation of dam materials

WANG Chang-bing<sup>1,2</sup>, YUAN Hui-na<sup>1</sup>, ZHANG Bing-yin<sup>1</sup>, ZHANG Qi-guang<sup>1</sup>

(1. Tsinghua University, Department of Hydraulic Engineering, State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Beijing 100084, China; 2. Guangxi Beitou Water Affairs Co., Ltd, Guangxi Qinzhou 535000, China)

**Abstract:** In earth-rockfill dams, the earth and rockfill materials for dam construction can reach very dense state after high-intensity roller compaction, and thus often appear over-consolidated. In conventional stress-deformation analysis of earth-rockfill dams, this over-consolidation characteristic is not considered, which often results in larger deformation prediction for low dams while smaller deformation prediction for high dams. Through the setting of an initial yield surface or loading function, this paper presents a stress-deformation analysis method to consider the initial over-consolidation of dam materials. Specific implementation schemes for Shenzhujiang's double-yield-surface model and Duncan-Chang EB model are discussed respectively. Stress-deformation analyses, with and without considering the initial over-consolidation of dam materials, are performed for earth-rockfill dams of different height. The results show that the proposed method can effectively resolve the larger result for low dams, smaller result for high dams problem of deformation calculation for earth-rockfill dams.

**Key words:** earth-rockfill dam; constitutive model; over-consolidation; rockfill materials

(责任编辑:王冰伟)