

文章编号: 1000-7598-(2013) 增 2-0229-09

# 硬填料坝应力计算方法探讨与特性分析

吴梦喜, 孙 宁

(中国科学院力学研究所, 北京 100190)

**摘 要:** 通过对一个 100 m 高典型硬填料坝的应力变形分析, 指出坝体填筑过程和硬填料随龄期和应力状态变化的应力-应变特征的模拟对坝体应力变形结果影响显著不容忽视。采用二元本构模型和仿真计算方式, 研究了地基弹性模量对坝体应力和强度安全性的影响。地基的变形对坝体应力有显著的影响。地基弹模较低时与较刚性地基的坝体应力情况差异很大。地基弹模较低时, 竣工期坝基面中部的拉应力和坝趾与坝踵处的压应力都很大, 可能并不满足抗拉和抗压强度。与竣工期相比, 挡水期坝基面的压应力增加, 拉应力减小, 抗压强度安全性减小, 抗拉强度安全性增加。对于硬填料坝, 竣工期和挡水期的抗剪强度安全系数均很高, 一般可不进行抗剪强度的计算。

**关 键 词:** 硬填料坝; 应力; 有限元; 地基弹模

中图分类号: TU 47

文献标识码: A

## Calculation methods and stress characteristics of a hardfill dam

WU Meng-xi, SUN Ning

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China)

**Abstract:** The stress and deformation of a typical 100-meter-high hardfill dam is investigated. Both the process of the construction of the dam and the stress-strain relationship of the hardfill material which varied with the construction age and stress state have a great impact on the stresses and the deformation of the dam. The elastic modulus of the foundation has a great impact on the stresses of the dam. The stresses are quite different in a dam with a low elastic modulus compared with that with a rigid foundation. While the elastic modulus of the foundation decreases, the minor principal stress of the dam at the middle of the horizontal section adjacent to the foundation decreases; and the maximum principal stress at toe and heel of the dam increases at an empty reservoir. Both the tensile strength and compressive strength of the material may not meet the requirements of the dam on a foundation with a low elastic modulus. The compressive stress above the basement increases and the tensile stress decreases at a full reservoir compared with that in the empty reservoir. The anti-compressive safety factor of the dam decreases and the anti-tensile safety factor increases at full reservoir. The factor of shear strength safety is always high. Hence the analysis of a hardfill dam should be focused on the compressive and tensile strength safety.

**Key words:** hardfill dam; stress; finite elements; modulus of foundation

## 1 引 言

硬填料是砂砾石中掺入少量胶凝材料, 经过拌合后振捣碾压而成的力学特性介于砂砾石与混凝土之间的一种新型建筑材料<sup>[1]</sup>。硬填料坝是以硬填料作为筑坝主体且在其上游侧设置防渗体的新型坝<sup>[1]</sup>。目前世界范围内至少有 9 座大坝和 18 座围堰采用硬填料填筑。我国已有过 5 座硬填料围堰。我国水利行业标准“胶结颗粒料筑坝技术导则”已经

于 2012 年 5 月 23 日在中国水利水电勘测设计网上发布。与重力坝和堆石坝相比, 硬填料坝经济环保, 安全性高, 且施工快速, 具有广阔的推广应用前景<sup>[2-3]</sup>。

硬填料的强度和变形一方面具有类似岩土的性质, 抗剪强度和变形模量随着围压的增大而增加<sup>[4]</sup>, 另一方面类似于混凝土, 具有一定的单轴抗压强度<sup>[2]</sup>。硬填料硬化龄期比混凝土长得多, 单轴抗压强度和模量在硬化过程中随龄期增长<sup>[5]</sup>, 其增长

收稿日期: 2013-04-15

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (No. 10932012)。

第一作者简介: 吴梦喜, 男, 1967 年生, 博士, 高级工程师, 主要从事水工结构、岩土工程中的渗流、应力变形数值仿真与设计优化研究。E-mail: wumx@imech.ac.cn

速度比混凝土慢,主要增长期超过半年<sup>[6-7]</sup>。硬填料应力应变的围压相关性与龄期相关性对于硬填料坝的应力变形来说,是很重要的。吴梦喜等<sup>[8-9]</sup>提出了硬填料的二元本构模型,采用组构元模拟颗粒接触和摩擦变形机制,以胶结元模拟胶结体强度和模量随龄期增长的变形机制,能够模拟硬填料填筑至硬化完成全过程的应力-应变关系。以往的硬填料坝的应力变形分析,采用重力一次加载全断面承担的计算方式<sup>[10-12]</sup>,没有考虑分层逐步填筑特征,且普遍采用线弹性本构模型,以单轴抗压弹性极限作为其设计强度<sup>[2,13]</sup>。硬填料坝各碾压层形成时胶结强度和模量很低,随着坝体填筑升高,下部填筑层逐步硬化,坝体各部位在承受后续填筑的硬填料自重时其模量差异很大。因此,考虑硬填料坝的填筑过程,采用能够反映硬填料龄期影响的二元本构模型来研究硬填料坝的应力变形特性是必要的。

本文首先研究坝体填筑过程及硬填料的非线性特征对硬填料坝应力变形的影响。由于地基弹性模量对硬填料坝的应力大小及分布规律影响显著<sup>[12,14-15]</sup>,采用二元本构模型和仿真计算方式,进一步分析地基弹性模量对坝体应力的影响。

## 2 二元本构模型

吴梦喜等<sup>[8-9]</sup>提出的二元本构模型,将硬填料强度与变形机制分为摩擦机制和胶结机制,由组构元和胶结元叠加模拟。组构元模拟硬填料与围压相关的特征,胶结元模拟与龄期相关的特征。硬填料的应力 $\sigma$ 由胶结元应力 $\sigma^b$ 和组构元应力 $\sigma^f$ 叠加而成,而组构元和胶结元的应变则和整体应变相同。组构元与胶结元的本构关系分别描述。由于二元本构模型中包含总体应力、组构元应力与胶结元应力,因此,有限元计算过程中除了要记录总体应力外,还需要记录组构元或胶结元应力(另一个应力可以通过叠加关系计算得到)。

硬填料的强度准则<sup>[8]</sup>如公式(1)所示:

$$\tau_f = c(\tau_c) + \sigma_n \tan \varphi \quad (1)$$

式中:  $\tau_f$  表示抗剪强度;  $\sigma_n$  表示法向应力;  $\tau_c$  为龄期用 1 d 相除得出的无量纲龄期。

黏聚力  $c(\tau_c)$  随龄期的发展规律可以用乘幂型公式来描述<sup>[8]</sup>,如式(2)所示。由于乘幂型公式是无穷增长的,乘幂公式适用的龄期有一个合理的范围。因此,设定阈值  $\tau_1$  限制其龄期范围,当  $\tau_c > \tau_1$  时,按  $\tau_c = \tau_1$  计算。阈值  $\tau_1$  的取值需要更多的研究进一步确定。

$$c(\tau_c) = c_0 + \alpha_1 P_a \cdot \tau_c^{\beta_1}, \quad \tau_c \leq \tau_1 \quad (2)$$

式中:  $c_0$  为硬填料初始形成时的凝聚力;  $\alpha_1$ 、 $\beta_1$  为参数,  $P_a$  为标准大气压力 (100 kPa),  $\tau_1$  为龄期阈值。

如果采用非线性弹性的表述方式,硬填料二元本构模型可用式(3)表示。硬填料总体的弹性模量由组构元和胶结元的弹性模量叠加得到。泊松比在胶结元损伤以前,即为组构元的泊松比;在胶结元损伤以后,可在组构元泊松比的基础上再叠加一个影响项得到。

$$\left. \begin{aligned} E(\tau_c, \sigma) &= E^f(\sigma, \sigma^f) + E^b(\tau_c, w) \\ \nu(\tau_c, \sigma) &= \nu^f(\sigma, \sigma^f) + \nu_{ef}(\tau_c, \sigma, \sigma^b) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中:  $\tau_c$  为无量纲龄期;  $E$ 、 $E^f$  和  $E^b$  分别总体的、组构元的和胶结元的弹性模量;  $\nu$ 、 $\nu^f$  分别为总体的和组构元的泊松比,  $\nu_{ef}$  为胶结元损伤对总体泊松比的影响项。

采用 Duncan-Chang  $E$ - $\nu$  模型来描述组构元的本构关系。由于硬填料的摩擦强度和摩擦变形机制由组构元反映,组构元的应力变形特征不但受组构元本身的应力影响,也受到总的应力(一般指总的平均应力)的影响。切线弹性模量和泊松比按式(4)、(5)计算。与文献[8]相比,此处 Duncan-Chang  $E$ - $\nu$  模型中的围压是总体的应力  $\sigma_3$ ,而剪应力则是组构元的剪应力  $(\sigma_1^f - \sigma_3^f)$ ,文献[8]中虽隐含了这一点,但未明确标明。组构元切线模量和泊松比的表达式如下:

$$E_t = K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[ 1 - \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1^f - \sigma_3^f)}{2 c_0 \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi} R_f \right]^2 \quad (4)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \cdot \lg(\sigma_3 / p_a)}{\{1 - A^*\}^2} \quad (5)$$

其中:

$$A^* = \frac{D(\sigma_1^f - \sigma_3^f)}{K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[ 1 - \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1^f - \sigma_3^f)}{2 c_0 \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi} R_f \right]} \quad (6)$$

胶结元无损伤弹性模量随龄期的发展规律选用乘幂型公式来描述,如公式(7)所示。由于硬填料坝中材料一般未达到材料损伤阶段,本文不考虑损伤的影响,胶结元的变形参数仅有  $\alpha_2$  和  $\beta_2$  两个。

$$E^b(\tau_c) = \alpha_2 P_a \cdot \tau_c^{\beta_2}, \quad \tau_c \leq \tau_1 \quad (7)$$

式中:  $\tau_1$  为龄期阈值。

### 3 硬填料坝应力变形计算方法的探讨

本节将基于 100 m 高典型硬填料坝的平面应变有限元分析, 研究坝体填筑过程及硬填料的非线性特征对硬填料坝应力变形的影响。加载方式分为全断面一次形成重力一次加载和断面随填筑过程逐步形成仿真加载两种, 本构模型则比较线弹性模型和二元模型。

#### 3.1 典型硬填料坝计算模型

参照土耳其 100 m 高的 Oyuk 硬填料坝的情况, 如图所示, 典型硬填料坝坐落于基岩上, 坝高 100 m, 上、下游坡比均为 1:0.7。坝体上游面混凝土防渗面板顶部水平向厚度为 0.3 m, 底部为 0.5 m。上游坡脚处设置趾板, 趾板下设 10 m 深灌浆帷幕。面板后部及坝基面布置排水系统。坝体以 0.35 m/d 速度填筑至第 286 天完成。面板在坝体填筑后施工, 第 346 天形成。坝体施工期间, 大坝的上、下游水位均维持为 0 m。第 436 天, 大坝上游开始蓄水, 水位按 1 m/d 匀速上升, 第 526 天达到正常高水位 90 m。坝体下游水位始终保持不变。

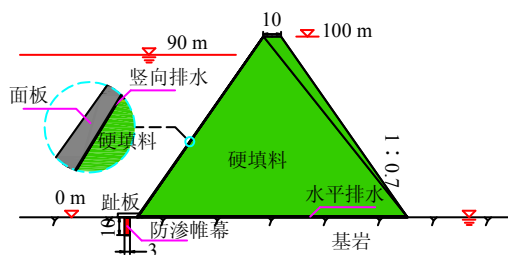


图 1 100 m 高硬填料坝典型断面示意图  
Fig.1 Typical profile of a 100 m high hardfill dam

二维有限元模型见图 2, 坝基深度取 250 m, 左右两侧边界距坝脚 225 m。坝基左右两侧水平约束, 底部边界固定约束。模型中包含硬填料、混凝土、基岩、防渗帷幕共 4 种材料。在混凝土面板与硬填料之间, 趾板与面板之间, 趾板与防渗帷幕之间与基岩与防渗帷幕之间均设置了接触面单元。由于面板后部及坝基面布置的排水系统可将面板渗水及绕坝基渗水迅速排走, 故硬填料区域不参与渗流计算, 孔隙水压力始终为 0。文中采用有效应力方法计算坝体的应力变形, 孔隙水压力按照稳定渗流模式计算, 不考虑温度变化对坝体应力变形的影响。

#### 3.2 材料参数

本文以洪口水电站上游硬填料围堰的试验数据为基础, 拟定硬填料强度与胶结元变形参数。洪口围堰硬填料 (水泥 35 kg/m<sup>3</sup>, 粉煤灰 35 kg/m<sup>3</sup>, 平均砂砾为 30% 的天然砂砾料) 180 天单轴抗压强

度为 4.3 MPa。90 d 和 180 d 龄期的黏聚力分别为 550 和 890 kPa, 内摩擦角均为 47°。28 d, 90 d 和 180 d 龄期的弹性模量分别为  $5.0 \times 10^6$  kPa,  $7.5 \times 10^6$  kPa,  $11.2 \times 10^6$  kPa。初始凝聚力取  $c_0 = 0$ 。阈值取  $\tau_1 = 180$ 。按照式 (2) 和式 (7), 可计算出硬填料强度参数  $\alpha_1$ 、 $\beta_1$  和胶结元变形参数  $\alpha_2$ 、 $\beta_2$ , 见表 1。

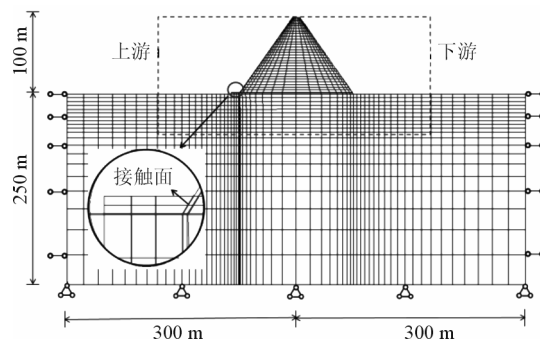


图 2 100 m 高硬填料坝有限元网格  
Fig.2 2D FEM model of a 100 m high hardfill dam

表 1 硬填料强度与胶结元变形参数

Table 1 Strength parameters of the hardfill material

名称	$\alpha_1$	$\beta_1$	$\alpha_2$	$\beta_2$
硬填料	0.242	0.694	10 290.5	0.456

硬填料组构元的模型参数拟定见表 2。不考虑围压对泊松比的影响, 组构元堆石料的泊松比取 0.2, 即模型参数  $G$  取 0.2,  $F$  和  $D$  取 0。

表 2 组构元件 Duncan-Chang E- $\nu$  模型

Table 2 Parameters of fabric component

名称	$c$ /kPa	$\phi$ /( $^\circ$ )	$\Delta\phi$ /( $^\circ$ )	$K$	$K_{ur}$	$n$	$R_f$	$G$	$F$	$D$
堆石料	0	54.37	10.47	1 491	2 982	0.241	0.719	0.2	0	0

各种材料的线弹性模型参数列于表 3。

表 3 各材料线弹性模型参数

Table 3 Material properties for FEM analysis

材料	天然重度 /(kN/m <sup>3</sup> )	弹性模量 /MPa	泊松比 $\nu$	渗透参数 /(cm/s)
C20 混凝土面板与趾板	24.5	$20 \times 10^3$	0.167	$10^{-7}$
硬填料	23.5	$11 \times 10^3$	0.200	
基岩	23.0	$5 \times 10^3$	0.200	$5 \times 10^{-4}$
防渗帷幕	23.0	$5 \times 10^3$	0.200	$1 \times 10^{-5}$

接触面采用 Clough-Duncan 模型, 计算参数见表 4。由于目前尚未找到关于混凝土与硬填料接触面的工程特性研究, 又硬填料与砂岩是相似材料, 故用砂岩与混凝土接触面直剪试验数据拟合出面板与硬填料的接触面参数。

表 4 接触面计算参数

Table 4 Parameters of contact interface

接触面名称	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\text{°})$	$R_f$	$K_i$	$n$
面板与硬填料	0.0	32.5	0.87	8 128.6	0.71
趾板与面板	10.5	11.0	0.89	757.0	0.8
趾板与防渗帷幕	10.5	11.0	0.89	757.0	0.8
基岩与防渗帷幕	61.7	30.5	0.94	9 400.0	0.78

### 3.3 计算方式对坝体应力变形的影响

为了评估计算方式和本构模型对硬填料坝应力变形结果的影响程度,进行一次加载与仿真加载、线弹性模型与二元本构模型计算方案的对比。规定垂向位移以向下为正;水平位移以指向下游为正;正应力以受压为正。

刚性地基下,不同计算方式下坝体竣工期位移与应力对比见图 3。对硬填料均采用线弹性模型,对比重力一次加载方式与仿真加载方式的应力变形结果。在位移方面,前者的坝体垂向位移最大值位于坝顶,为 6.8 mm,后者的最大值位于坝体中部,为 3.1 mm,不到前者的一半;二者的水平向位移最大值分别为 0.75 mm 和 0.54 mm,后者为前者的 68%;在主应力方面,前者的大主应力等值线在坝体上半部分呈现出中间小两边大的下凹型分布趋势;在坝体下半部呈现出上凸型分布趋势,后者的大主应力等值线则在整個坝体断面上均呈现上凸型分布趋势。在坝高 75 m 中轴线处,前者得到的大主应力值为 385 kPa,后者为 464 kPa,比前者大 21%。二者的小主应力最大值分别为 231 kPa 和 373 kPa,后者比前者大 62%。可见,填筑过程对硬填料坝的应力变形均存在显著影响。

采用仿真加载方式,硬填料采用线弹性和二元本构模型所得的位移分布规律相同,但数值存在较大差异。采用线弹性本构得到的坝体垂向和水平向位移最大值分别为 3.1 mm 和 0.5 mm,比采用二元本构得到的值分别小 28% 和 18%。二者的大、小主应力计算结果在坝基面上基本一致,但在坝体上部差异较大。越接近坝顶,差异越大。如在 75 m 高度接近上游坡面处,前者的大主应力为 284 kPa,比后者大 56%;在中轴线处,前者的大、小主应力分别为 463 kPa 和 116 kPa,比后者分别小 6% 和大 22%。可见,硬填料的非线性特征对硬填料坝的应力变形也存在显著影响。

地基弹性模量为 5 GPa 时,线弹性模型得到的竣工期垂向与水平向位移最大值分别为 38.8 mm 和 1.3 mm,比二元本构得到的值小 50.6% 与 3.7%。地基弹性模量 5 GPa 时,两种本构模型得到的坝体竣

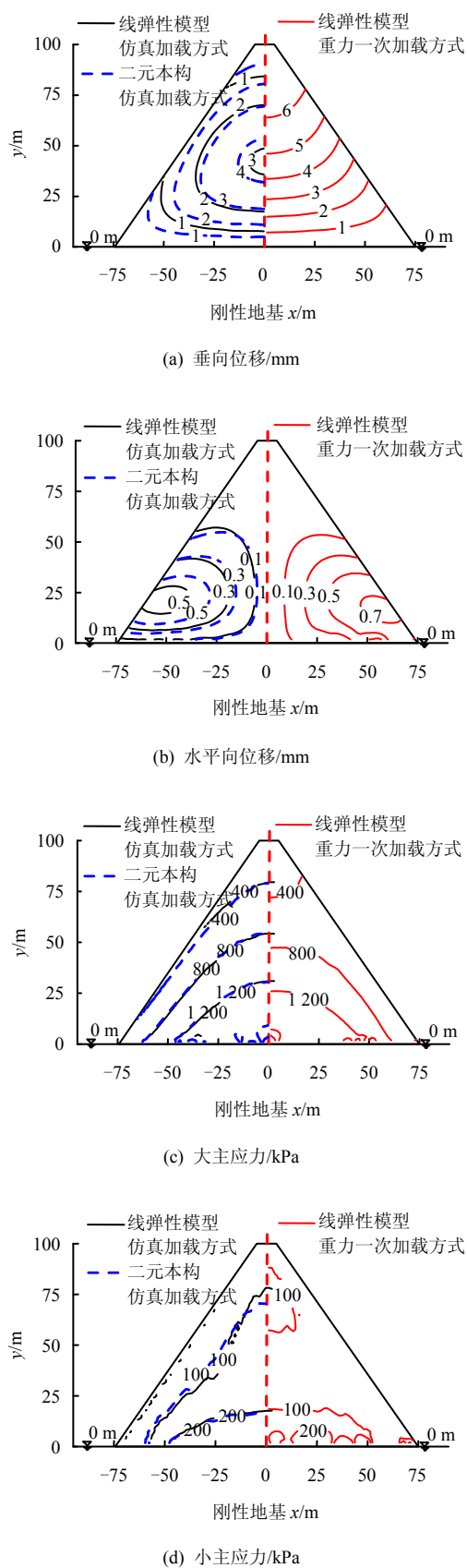


图 3 在刚性地基下不同计算方式对坝体竣工期应力变形的影响

Fig.3 The effect of the calculation methods on the displacement and stress of the dam at the end of the construction

工期应力对比如图 4。二者的大、小主应力在整个坝体截面上差别明显, 与图 3(c)、(d)左半部分中两个模型的主应力差异比较, 可变形地基模型引起的主应力结果差异显著大于刚性地基的情况。在刚性地基下, 线弹性模型得到的大、小主应力最大值分别为 1 665 kPa 和 374 kPa, 与二元本构得到的值相差均不到 1%。地基弹性模量为 5 GPa 时, 线弹性模型得到的大、小主应力最大值分别为 1 400 kPa 和 448 kPa, 比二元本构的结果分别小 5% 和大 10%。在坝踵(坝趾)处, 前者得到的大、小主应力分别为 1 740 kPa 和 91 kPa, 比后者分别大 37% 和大 20%。可见, 地基可变形情况下, 硬填料的非线性特征对于坝体应力的影响进一步增大, 这种影响显然不能忽略。

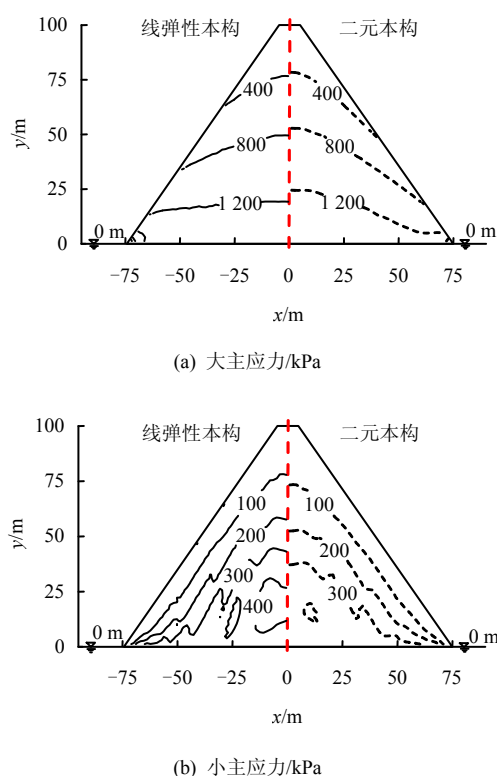


图 4  $E_{\text{地}} = 5 \text{ GPa}$  时不同本构模型坝体竣工期应力比较  
Fig.4 The stresses of the dam calculated by different models on a foundation with  $E = 5 \text{ GPa}$  at the end of the construction

综上所述, 硬填料坝的应力变形模拟, 应采用仿真加载方式及能反映硬填料强度与弹性模量随龄期变化特征的二元本构模型。

#### 4 地基弹模对坝体应力的影响

Londe<sup>[1]</sup>最早采用材料力学法分析硬填料坝的应力特性, 认为硬填料坝整个坝体内部均受压, 即使在烈度很高的地震作用下, 坝体内部也不出现拉

应力; 坝基面上的压应力呈线性均匀分布, 且不会因水库蓄水位的变化而产生较大变化。之后的学者大都采用有限元方法和线弹性模型对硬填料坝的应力特性进行研究。Hirose<sup>[10]</sup>采用线弹性模型对硬填料坝进行了二维分析, 指出硬填料坝坝基面整体受压, 且应力呈非线性分布。彭等<sup>[11]</sup>用线弹性模型对硬填料坝及其基础进行了三维应力变形分析, 指出地基的弹性模量与坝体弹性模量之比越小, 坝体的最大主应力越大, 表明地基的变形对坝体的应力有较大影响。Batmaz 进一步认识到地基与坝体的弹模比不但影响最大主应力的大小, 而且显著影响坝基面上的应力分布规律。基于上节坝体应力结果受到计算方式和本构关系显著影响的结论, 本节硬填料采用二元本构模型计算分析地基弹性模量对硬填料坝应力的影响。地基弹性模量分别取 10, 5, 2.5, 1 和 0.5 GPa, 泊松比取 0.2。

在采用有限单元法计算重力坝时, 坝踵及坝趾的角缘区会产生应力集中, 影响半径一般小于 0.02 倍坝高, 这一范围内的有限元计算结果往往失真。同时考虑有限元网格形态及应力取值的便易性, 本文在分析坝基面的应力时, 取坝基面上方第二层单元最下一排高斯点所在高程, 即坝基面以上 2.75 m 的水平面作为坝基面应力分析的对象。

##### 4.1 竣工期坝体应力

软硬两种地基弹性模量下竣工期坝体的大主应力等值线如图 5 所示。两种弹模坝体大主应力等值线情况差异很大。当地基弹模为 10 GPa 时, 大主应力等值线为向下开口的曲线, 在坝基面中轴线处应力最大。当地基弹模为 0.5 GPa 时, 从坝顶到坝底, 坝体中下部的大主应力等值线变成了马鞍形, 中部小而两侧大。可见地基弹模对坝体最大大主应力的部位和量值都影响显著。

两种地基弹模下竣工期坝体的小主应力等值线如图 6 所示。当地基弹模为 10 GPa 时, 坝体小主应力等值线为向下开口的曲线, 没有出现拉应力, 小主应力最大值位于坝基面中轴线处。当地基弹模为 0.5 GPa 时, 在坝体下部出现明显的拉应力区域, 小主应力最大值位于坝体中部而不是坝基面。可见, 地基弹性模量对坝体小主应力影响显著, 坝基弹模较小时, 坝体下部会出现拉应力区, 坝基面会出现较大的拉应力。

##### 4.2 竣工期坝基面应力

坝基面是应力状况最不利的部位。不同地基弹模下, 竣工期坝基面高斯点处的主应力及其方向如图 7(a)、(b)、(c)所示。当地基弹模为 10 GPa 时,

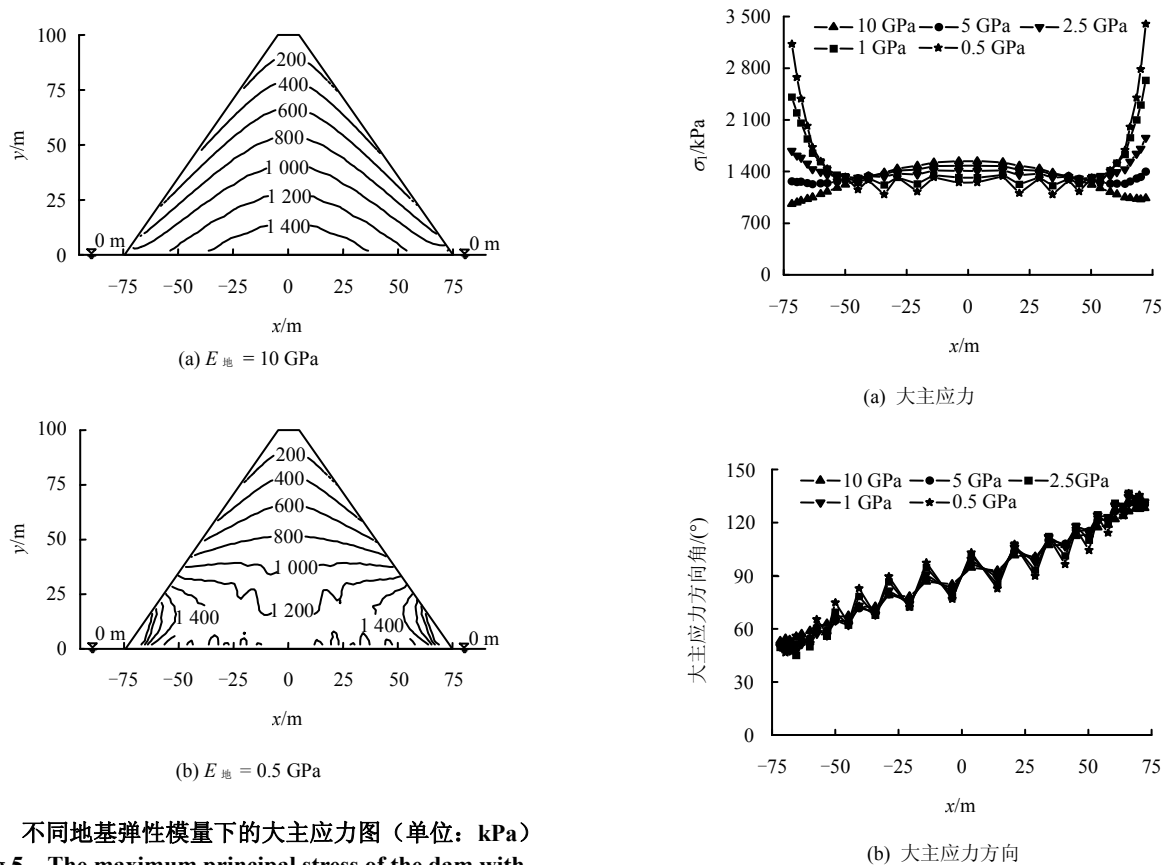


图5 不同地基弹性模量下的大主应力图(单位: kPa)

Fig.5 The maximum principal stress of the dam with different foundation moduli(unit: kPa)

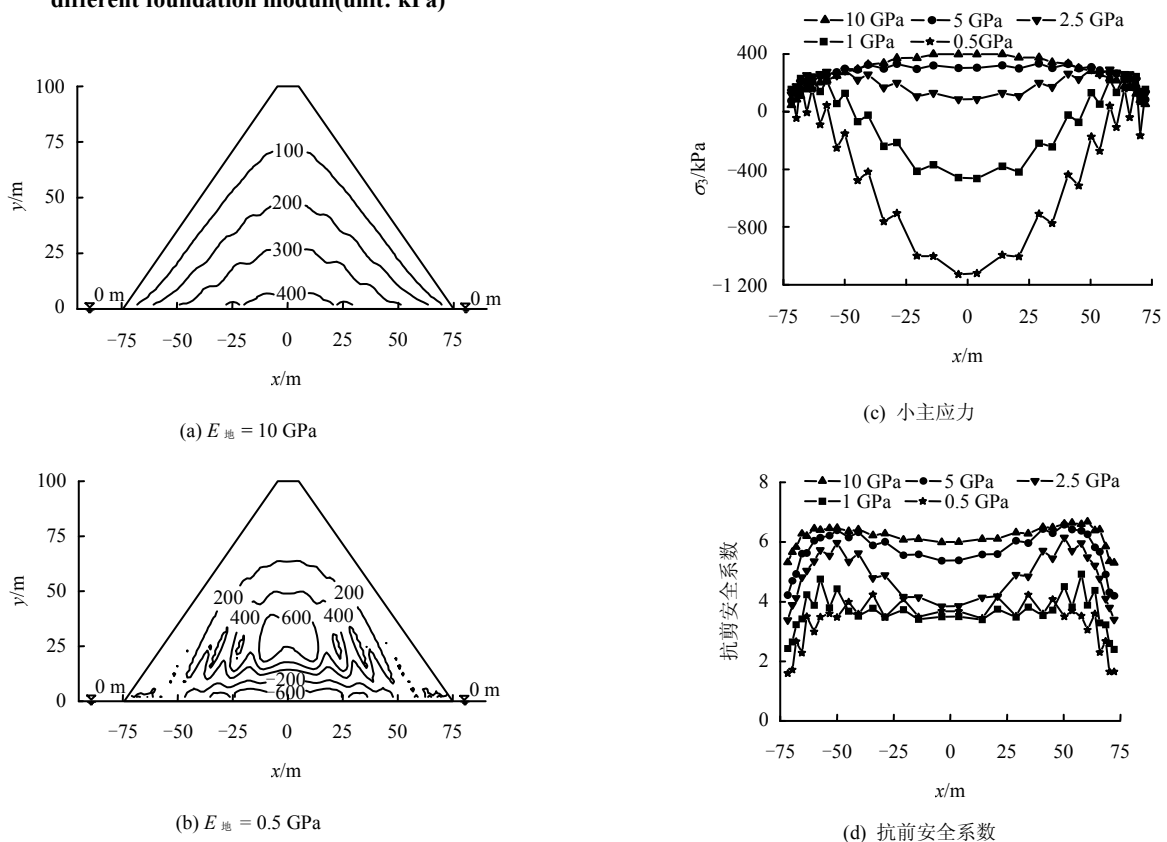


图6 不同地基弹性模量下的小主应力图(单位: kPa)

Fig.6 The minor principal stress of the dam with different foundation moduli(unit: kPa)

图7 不同地基弹性模量竣工期坝基面  
Fig.7 Comparison of basement in cases of different foundation moduli

硬填料坝坝基面大主应力分布类似于面板堆石坝, 以中轴线为轴对称分布, 中间大两边小, 最大值为 1.54 MPa ( $0.67 \gamma h$ )。随着地基弹性模量的减小, 大主应力在距中轴线 1/3 坝底宽度范围内逐渐降低, 而在此区域外部逐渐升高, 离坝轴线越远, 变化量越大。坝踵(坝趾)处, 由 0.96 MPa ( $0.42 \gamma h$ ) 逐步升高到 3.13 MPa ( $1.37 \gamma h$ )。而硬填料单轴抗压强度一般介于 4~6 MPa<sup>[1]</sup>。可见, 地基弹模比较低时, 竣工期坝踵和坝趾的抗压强度安全性也不高, 可能不满足要求。大主应力方向角(与  $x$  轴夹角)基本不受地基弹性模量的影响。从坝踵向坝趾方向逐渐增大, 坝踵处约  $50^\circ$ , 中轴线处为  $90^\circ$ , 坝趾处约  $130^\circ$ 。随着地基弹模量减小, 坝基面小主应力逐渐变为中间小两边大的凹型分布。地基弹模为 1 GPa 时, 小主应力最小值已下降到 -0.46 MPa。硬填料的抗拉强度一般为其单轴抗压强度的 1/10 左右, 即 0.4~0.6 MPa。可见, 对于 100 m 高典型坝, 地基强度低至 1 GPa 时, 竣工期坝基面中部会出现拉裂缝。坝基面硬填料摩尔-库仑抗剪强度安全系数与位置的关系如图 7(d)所示, 对称分布, 坝趾与坝踵处较小, 中间部位都很高。随地基弹模的减小, 最小抗剪安全系数由 5.3 降低到 1.7。

可见, 对于可变形地基, 典型硬填料坝竣工期强度安全性的控制因素为坝基中部的抗拉强度和坝趾与坝踵处的抗压强度。这与刚性地基的差异很大。硬填料坝对于地基变形条件还是有一定要求的。坝高越大, 对地基的弹模要求越高。软弱地基条件下, 坝踵与坝趾处将会产生较大的压应力, 坝基面中部将产生较大的拉应力。对于硬填料坝的竣工期(空库情况), 有必要计算抗压强度和抗拉强度安全性。由于一般情况下, 硬填料坝竣工期的抗剪强度安全性很高, 可以不必计算。

### 4.3 挡水期坝基面应力

挡水期坝基面高斯点处的应力与抗剪安全系数如图 8 所示。挡水期大主应力最大值位于坝趾。与竣工期相比, 挡水期坝基面大主应力在离坝踵约 1/10 坝底宽度处保持不变, 往坝踵方向主应力减小, 往坝趾方向主应力增大。地基弹模为 10 GPa 时, 大主应力最大值由竣工期的 1.54 MPa ( $0.67 \gamma h$ ) 增大为 1.73 MPa ( $0.70 \gamma h$ )。地基弹模为 0.5 GPa 时, 大主应力最大值由竣工期的 3.13 MPa ( $1.37 \gamma h$ ) 增大为 3.40 MPa ( $1.49 \gamma h$ )。地基弹模越小, 增大得越多。与竣工期相比, 挡水期坝坝趾处压应力增大, 抗压强度安全性降低。地基弹模比较低时, 坝趾可能不满足材料的抗压强度安全要求。与竣工期相比,

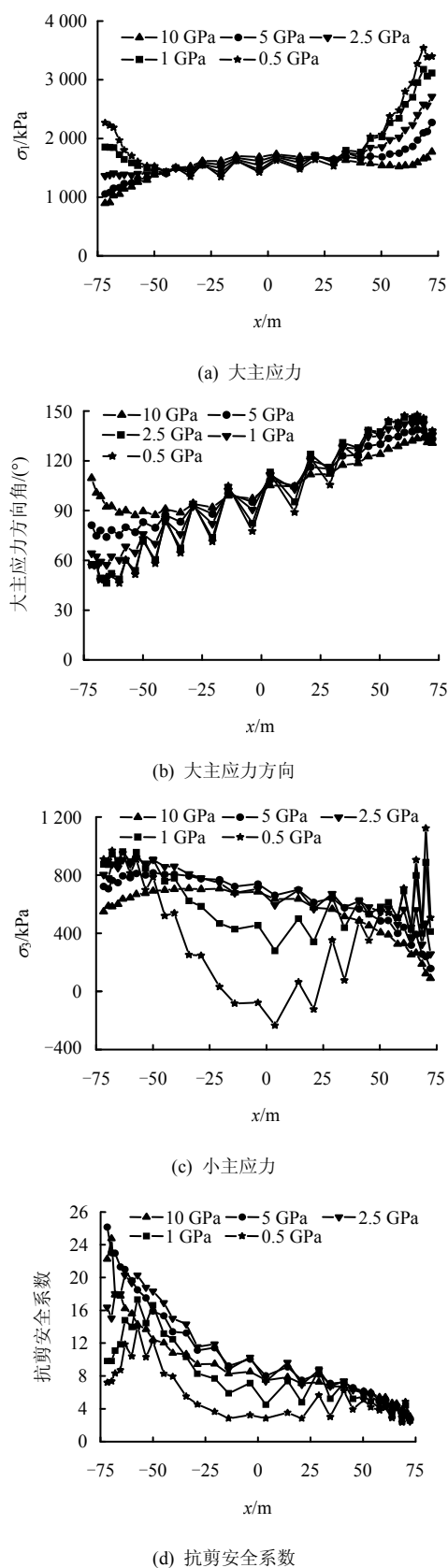


图 8 地基弹性模量对挡水期坝基面大主应力, 大主应力方向, 小主应力和抗剪安全系数的影响

Fig.8 Comparisons of the major principal stress, direction angle of major principal stress, minor principal stress and the anti-shear safety factor of the dam at basement in the case of full, at different foundation moduli

挡水期大主应力方向角在坝趾处变化不大,但在坝踵处明显增大。地基弹模为 10 GPa 时,坝踵处大主应力方向角由竣工期的 50°增大到挡水期的 110°。地基弹模为 0.5 GPa 时,坝踵处大主应力方向角由竣工期的 50°增大到挡水期的 57°。地基弹模越小,坝踵处大主应力方向角增加得越少。与竣工期相比,挡水期小主应力在整个坝基面上均增大,越接近坝踵,增加得越多。地基弹模为 1 GPa 时,小主应力最小值由竣工期的 -0.46 MPa 增加到挡水期的 0.28 MPa。地基弹模为 0.5 GPa 时,小主应力最小值由竣工期的 -1.13 MPa 增加到挡水期的 -0.23 MPa。与竣工期相比,挡水期坝基面拉应力明显减小,抗拉强度安全性提高。与竣工期相比,挡水期坝基面抗剪安全系数靠近上游都得以较大幅度增加,靠近下游堤基弹模较大时减小,弹模较小时增加。分布规律由对称分布转变为上游大,下游小的形式。抗剪强度安全系数最小值位于坝趾,地基弹模为 10 GPa 时,最小安全系数为 3.0,地基弹模为 0.5 GPa 时,最小安全系数为 2.5。

可见,与竣工期相比,整体上挡水期坝基面的压应力增加,拉应力减少。抗压强度安全性降低,抗拉强度安全性增加。最小抗剪强度安全性差异减小,抗剪强度安全性较高。

## 5 结 论

(1) 坝体填筑过程及硬填料的非线性特征对硬填料坝体的应力变形影响显著。硬填料坝的应力变形分析,宜采用仿真加载方式和二元本构模型计算。

(2) 地基弹性模量对坝体应力影响显著。较刚硬坝基与较软弱坝基情况下坝体应力的分布规律差异很大。竣工期较刚硬坝基最大压应力在坝基面中部,而软弱坝基最大压应力可能出现在坝趾和坝踵,而中部区域可能出现拉应力。与竣工期相比,挡水期坝基面的最大压应力增加,最大拉应力减小。抗压强度安全性减小,抗拉强度安全性增加。

(3) 硬填料坝的抗剪强度安全系数很高,一般可只需进行抗压强度和抗拉强度的计算,而不需要进行抗剪强度的计算。

## 参 考 文 献

- [1] LONDE P, LINO M. The faced symmetrical hardfill dam: A new concept for RCC[J]. **International Water Power & Dam Construction**, 1992, (2): 19—24.
- [2] YOKOTSUKA T, OTAKA Y, KIKUI M, et al.

- Application of CSG method to construction of gravity dam[C]// Proceedings of the 20th International Commission on Large Dams (ICOLD) Congress. Beijing: [s.n.], 2000: 989—1007.
- [3] MASON P J. Hardfill and the ultimate dam[J]. **Hydro Review Worldwide**, 2004, (11): 26—29.
- [4] 李永乐, 侯进凯, 孙明权, 等. 超贫胶结混凝土的力学特性试验研究[J]. **人民黄河**, 2007, 29(3): 59—60.
- [5] KUWANO J, BOON T W. Effects of curing time and stress on the shear strength and deformation characteristics of cement-mixed sand[C]//Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis. Dordrecht: Springer, 2007: 413—418.
- [6] 贾金生, 马锋玲, 李新宇, 等. 胶凝砂砾石坝材料特性研究及工程应用[J]. **水利学报**, 2006, 37(5): 578—582.
- JIA Jin-sheng, MA Feng-ling, LI Xin-yu, et al. Study on material characteristics of cement-sand-gravel dam and engineering application[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2006, 37(5): 578—582.
- [7] FUJISAWA T, NAKAMURA A, KAWASAKI H, et al. Material properties of CSG for the seismic design of trapezoid-shaped CSG dam[C]//Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver: [s.n.], 2004: 391—402.
- [8] 吴梦喜, 杜斌, 姚元成, 等. 筑坝硬填料三轴试验及本构模型研究[J]. **岩土力学**, 2011, 32(8): 2241—2250.
- WU Meng-xi, DU Bin, YAO Yuan-cheng, et al. Triaxial tests and a new constitutive model of hardfill material[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(8): 2241—2250.
- [9] WU M X, DU Bin, YAO Yuan-cheng, et al. An experimental study on stress-strain behavior and constitutive model of hardfill material[J]. **Science China: Physics, Mechanics and Astronomy**, 54(11): 2015—2024.
- [10] HIROSE T, FUJISAWA T, KAWASAKI H, et al. Design concept of trapezoid-shaped CSG dam[C]//Roller Compacted Concrete Dams: Proceedings of the Fourth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams. Lisse: A.A. Balkema, 2003: 457—464.
- [11] PENG Yun-feng, HE Yun-long, XIONG Kun. Study on the structural safety of CSG dam[C]//New Progress on Roller Compacted Concrete Dams. Beijing: China Water Power Press, 2007: 885—891.

(3) 修正 Duncan 有限元强度折减法和边坡滑动失稳的新判据用于对南水北调东线工程穿越河南干渠淹豆桥断面的边坡稳定性进行分析, 计算结果比常规的毕肖普法计算结果偏安全, 提出的新方法能保证工程建设的安全。

### 参考文献

- [1] DUNCAN J M. State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes [J]. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, 1996, 122(7): 577—596.
- [2] ZIENKIEWICZ O C. Associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics [J]. **Geotechnique**, 1975, 25(4): 671—689.
- [3] GRIFFITHS D V. Slope stability analysis by finite elements [J]. **Geotechnique**, 1999, 49(3): 387—403.
- [4] DAWSON E M. Slope stability analysis by strength reduction [J]. **Geotechnique**, 1999, 49(6): 835—840.
- [5] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19): 3381—3388.
- ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Application of strength reduction FEM in soil and rock slope [J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(19): 3381—3388.
- [6] 吕擎峰. 土坡稳定分析方法研究[博士学位论文 D]. 南京: 河海大学, 2005.
- [7] 周璐璐. 以滑动区能量为判据的有限元强度折减法边坡稳定性分析[硕士学位论文 D]. 南京: 河海大学, 2010.
- [8] 迟世春, 关立军. 应用强度折减有限元法分析土坡稳定的适应性[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37(9): 1298—1302.
- CHI Shi-chun, GUAN Li-jun. Soil constitutive relation for slope stability by finite element method with strength reduction technology[J]. **Journal of Harbin Institute of Technology**, 2005, 37(9): 1298—1302.
- 上接第 236 页
- [12] OMRAN M E, TOKMECHI Z. Sensitivity analysis of symmetrical hardfill dams[J]. **Middle-East Journal of Scientific Research**, 2010, 6(3): 251—256.
- [13] 何蕴龙. Hardfill 坝结构设计方法[J]. 水电能源科学, 2011, 29(3): 67—70.
- [14] 李平, 何蕴龙, 张艳峰. Hardfill 坝坝基弹模的变化对坝体应力影响的研究[J]. 农村水利水电, 2008, (10): 91—94.
- [15] 吴凤先, 何蕴龙, 李平. Hardfill 坝坝基竖向应力大小及分布规律求解[J]. 农村水利水电, 2009, (7): 72—79.
- [16] BATMAZ S, KOKSAL A, ERGENEMAN I, et al. Design of the 100 m high Oyuk hardfill dam[J]. **International Journal on Hydropower & Dams**, 2003, 10(5): 138—142.
- [17] 黎学皓, 刘勇. CSG 筑坝技术在洪口过水围堰中的应用[J]. 水利水电施工, 2009, (3): 15—20.
- [18] 赖福梁, 林琳. 贫胶粗粒料筑坝新技术在洪口水电站的设计与实施[J]. 中国水利, 2007, (21): 50—52.
- [19] 杨首龙. CSG 坝筑坝材料特性与抗荷载能力研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(2): 97—103.
- YANG Shou-long. Characteristics and load carrying capacity of CSG dam construction materials[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2007, 40(2): 97—103.
- [20] CHAZALLON C, HICHER P Y. A constitutive model coupling elastoplasticity and damage for cohesive-frictional materials[J]. **Mechanics of Cohesive-frictional Materials**, 1998, 3(1): 41—63.
- [21] GU Xue-fan. Shear behaviour of sandstone-concrete joints and pile shafts in sandstone[D]. Australia: Monash University, 2001.
- [22] 敖麟. 重力坝坝基附近的应力分布及有限单元法解答[J]. 水利学报, 1984, (8): 15—25.
- AO Lin. Stress distribution in the vicinity of gravity dam foundation and the solution obtained by FEM[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 1984, (8), 15—25.