

文章编号: 1000-7598 (2010) 03-0881-10

ABAQUS 的二次开发及在土石坝静、动力分析中的应用

费 康¹, 刘汉龙²

(1. 扬州大学 岩土工程研究所, 扬州 225009; 2. 河海大学 岩土工程研究所, 南京 210098)

摘 要: 利用 UMAT 子程序, 在 ABAQUS 中开发了用于静力分析的邓肯非线性弹性模型和用于动力分析的等效线性模型, 丰富了 ABAQUS 软件的材料库; 针对土石坝的分级填土施工、新填土层的位移修正、土石坝蓄水后的浸水湿化效应、坝体材料的液化判别和地震永久变形计算等土石坝分析中的特定问题在 ABAQUS 中的实现提出了相应的解决方案。算例的计算结果合理可靠, 表明经二次开发后 ABAQUS 可用于土石坝的静、动力分析, 从而可利用 ABAQUS 前后处理方便、计算精度高和模拟复杂问题能力强的优点, 为土石坝分析提供一种可供选择的手段。

关 键 词: 土石坝; ABAQUS; 二次开发; 静力分析; 动力分析

中图分类号: O 245 **文献标识码:** A

Secondary development of ABAQUS and its application to static and dynamic analyses of earth-rockfill dam

FEI Kang¹, LIU Han-long²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225009, China;
2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: On the basis of subroutine UMAT provided by ABAQUS, the Duncan nonlinear elastic model for static analysis and the equivalent linear model for dynamic analysis are implemented; so the database of constitutive model in ABAQUS is enlarged. The methods to model layered construction of dam, correct the displacement of new fill layer, consider the effect of wetting effect, evaluate liquefaction resistance of dam material and compute the permanent displacement induced by earthquake are described in detail. The results of examples are found to be reasonable and reliable, it verifies that ABAQUS can be used in static and dynamic analyses of earth-rockfill dam after the secondary development. The present method can make use of the advantages of ABAQUS, such as convenient preprocessor and postprocessor, high solution precision and high ability to handle complex problems; so an alternative method for static and dynamic analyses of earth-rockfill dam is provided.

Key words: earth-rockfill dam; ABAQUS; secondary development; static analysis; dynamic analysis

1 引 言

有限元在土石坝工程中已得到广泛应用。我国土石坝规范^[1-2]已规定, 高土石坝应采用静力非线性有限元数值方法分析应力变形, 对于地震区的高土石坝还应采用有限元方法进行动力分析。目前, 一些高校和科研机构都已开发了专门针对土石坝工程的静、动力分析有限元程序, 在实际工程中也得到了成功的应用。但与大型商业有限元软件相比,

一些专业程序存在以下几个弱点: (1) 前后处理功能不甚理想, 数据处理工作烦琐; (2) 非线性求解的程序语言不够优化, 效率较低, 计算费时; (3) 处理复杂边界、荷载条件的能力较弱。要解决这些问题, 需要对这些专业程序进行长期的持之以恒的维护和进一步开发, 难度较大。

大型商业通用有限元软件 ABAQUS^[3]是目前国际上功能最强的有限元软件之一, 具有灵活和功能强大的二次开发平台, 能够模拟非常复杂的工况

收稿日期: 2008-09-22

基金项目: 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项目(No. 50639050)。

第一作者简介: 费康, 男, 1978 年生, 博士, 讲师, 主要从事岩土地震工程、地基基础工程研究。E-mail: fei@hhu.edu.cn

和处理高度非线性问题，其计算可靠性已得到广泛认可。但其在土石坝工程中的应用还存在这样一些问题：(1) 不包含邓肯非线性弹性模型和等效线性模型等国内外常用的土石料本构模型；(2) 不能直接考虑土石坝分析中的一些特定问题，比如填方分层施工时新填土层的位移修正、土石坝蓄水后的湿化变形、坝体材料的液化判别、地震永久变形计算等。因此，ABAQUS 不能直接用于土石坝的计算。

本文利用 ABAQUS 提供的二次开发平台，将邓肯模型和等效线性模型编入 ABAQUS 中，并针对土石坝分析中的特定问题，提出了相应的解决方案。从而可望充分利用 ABAQUS 前后处理方便、计算精度高和模拟复杂问题能力强的优点，扩展 ABAQUS 软件的应用范围，为土石坝分析提供可供选择的方便、实用的途径。

2 ABAQUS 二次开发平台介绍

ABAQUS 的二次开发平台主要由一系列接口子程序组成，主要有用户自定义程序 (user subroutines) 和内置辅助实用程序 (utility subroutines) 两大类，用户自定义程序可用 Fortran 语言编写。本次开发涉及到的接口程序主要是材料自定义程序 UMAT，简单介绍如下：

UMAT 子程序的主要任务为(1)根据 ABAQUS 传入的应变增量 $\Delta\epsilon$ 给出相应的应力增量 $\Delta\sigma$ ；(2) 给出应力增量对应变增量的变化率，即雅可比矩阵 $\partial\Delta\sigma/\partial\Delta\epsilon$ ；(3) 更新与求解结果相关的状态变量。开发过程中涉及到的关键变量为：

(1) 由接口传入的变量

STRAN(NTENS)：增量步开始时刻的应变矩阵，NTENS 是应力分量或应变分量的个数，三维情况下为 6；

DSTRAN(NTENS)：应变增量矩阵；

PROPS(NPROPS)：用户自定义的材料参数数组，NPROPS 是材料参数的个数，由 ABAQUS 的输入文件 (inp 文件) 中的 *USER MATERIAL 中的关键词 CONSTANTS 确定；

(2) 用户需更新的变量

DDSDDE(NTENS, NTENS)：雅可比矩阵，三维情况下为 6×6 矩阵。雅可比矩阵对求解收敛速度有很重要的影响，但若求解收敛，DDSDDE 并不影响求解的最终结果。

STRESS(NTENS)：应力矩阵，增量步开始时传入 UMAT，在增量步结束时需由用户更新；

STATEV(NSTATV)：状态变量矩阵，每一增量步开始时传入，在增量步结束时由用户更新；NSTATV 是状态变量的个数，由 inp 文件中的关键字 *DEPVAR 定义。STATEV(NSTATV) 的初始值可以由用户子程序 SDVINI 定义，或可直接在 inp 文件中输入。如：

```
*Material, name=CORE
*DEPVAR
    2
*USER MATERIAL, CONSTANTS=1
    1000
.....
*INITIAL CONDITIONS, TYPE=SOLUTION
    1, 0, 100
    2, 1, 10
.....
```

以上语句定义了一个名称为 CORE 的用户自定义材料，其材料参数个数为 1，大小为 1000；状态变量个数为 2，单元 1 的两个状态变量的初始值分别为 0 和 100，单元 2 的两个状态变量的初始值分别为 1 和 10。

3 基于 ABAQUS 的土石坝静力分析

3.1 邓肯模型的开发

邓肯模型是一种非线性弹性模型，已为广大工程人员熟知。它的理论简单，可以反映土体变形的特点，各种土的邓肯模型参数取值也积累了很多经验。因此，尽管还存在着许多问题，邓肯模型仍然在土石坝静力分析中得到了广泛应用。

3.1.1 邓肯模型表达形式

邓肯模型有 $E-v$ 模型和 $E-B$ 模型两类，本文以 $E-B$ 模型为例，其切线弹性模量 E_t 为

$$E_t = Kp_a (\sigma_3/p_a)^n (1 - R_f S)^2 \tag{1}$$

式中： $s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \varphi)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}$ ，为应力水平， c 是粘聚力， φ 是内摩擦角； p_a 是大气压力； σ_3 是围压； R_f 是破坏比； K 、 n 是试验常数。

为考虑土石料材料强度的非线性，内摩擦角为

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg(\sigma_3/p_a) \tag{2}$$

式中： φ_0 、 $\Delta\varphi$ 是试验常数。

当偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 小于历史上曾经达到的最大偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ ，且应力水平 s 小于历史最大应力水平 s_0 时，采用回弹模量 E_{ur} ：

$$E_{ur} = K_{ur} p_a (\sigma_3 / p_a)^{n_{ur}} \quad (3)$$

式中: K_{ur} 、 n_{ur} 是试验常数。一般来说, n_{ur} 与加荷时的 n 基本一致。

切向体积模量 B_t 为

$$B_t = K_b p_a (\sigma_3 / p_a)^m \quad (4)$$

式中: K_b 和 m 为试验常数。

3.1.2 邓肯模型的 UMAT 程序编写

邓肯模型在 ABAQUS 中的开发目前已有报道^[4-5], 本文不再赘述, 以下仅对几个关键问题进行讨论。

(1) 邓肯模型的材料参数数组 PROPS 应包括 9 个分量。另外, 为了判断何时采用回弹模量以及考虑固结压力 σ_3 降低的情况, 状态变量数组 STATEV 需包含 3 个分量, 即历史上最大的偏应力、应力水平和固结压力。当固结压力降低时, 用历史上最大固结压力计算初始弹性模量, 而应力水平仍用当前固结压力计算。

(2) ABAQUS 应力以拉为正, 与土力学中符号规定相反。因此, 在通过调用 ABAQUS 中的内置实用子程序 SPRINC 获得主应力之后, 要进行相应的调整。

(3) 一般对于土石坝工程, 每一个载荷增量步中的 σ_3 和 s 等都是变化的, 即每一个增量步中材料都是非线性的。为了获得相对精确的解答, 本文采用了带误差控制的改进 Euler 积分算法, 即将应变增量 $\{\Delta\varepsilon\}$ 分成一系列子步应变增量 $\{\Delta\varepsilon_s\} = \Delta T \{\Delta\varepsilon\}$, 其中 $0 < \Delta T \leq 1$, 每一子步 ΔT 的长度由误差控制, 具体为:

① 载荷增量步开始时的应力为 $\{\sigma\}$, 假设 $T=0$, $\Delta T=1$, 由邓肯模型确定初始刚度矩阵 $[D(\{\sigma_0\})]$ 。

② 由 $\{\Delta\varepsilon_s\} = \Delta T \{\Delta\varepsilon\}$ 确定子步应变增量, 由 $\{\Delta\sigma_1\} = [D(\{\sigma\})] \{\Delta\varepsilon_s\}$ 确定第 1 次估算应力增量。

③ 根据 $\{\sigma + \Delta\sigma_1\}$ 确定新的刚度矩阵 $[D(\{\sigma + \Delta\sigma_1\})]$, 进而求得第二次估算应力增量 $\{\Delta\sigma_2\} = [D(\{\sigma + \Delta\sigma_1\})] \{\Delta\varepsilon_s\}$ 。

④ 按 $\{\Delta\sigma\} = (\{\Delta\sigma_1\} + \{\Delta\sigma_2\})/2$ 计算平均应力增量。

⑤ 按 $R = \|(\{\Delta\sigma_2\} - \{\Delta\sigma_1\})/2\| / \|\{\sigma + \Delta\sigma\}\|$ 计算相对误差 R , 如果 R 大于误差控制值 $SSTOL$ (通常取 $10^{-2} \sim 10^{-5}$), 则需要减小子步长度 ΔT , 可取 $\Delta T_{new} = 0.8[SSTOL/R]^{1/2} \Delta T$ 。以新的子步增量长度

$\Delta T = \Delta T_{new}$ 回到第②步重新计算。如果 $R \leq SSTOL$, 移到下一步。

⑥ 更新应力分量 $\{\sigma\} = \{\sigma\} + \{\Delta\sigma\}$ 。

⑦ 令 $T = T + \Delta T$, 新子步增量的跨度同样采用 $\Delta T_{new} = 0.8[SSTOL/R]^{1/2} \Delta T$ 确定。如果 $T + \Delta T_{new}$ 超过 1, 取 $\Delta T_{new} = 1 - T$, 回到第②步重新计算。

⑧ 当 $T=1$ 时计算终止。

以上算法可以结合 ABAQUS 的自动增量控制进行, 从而获得较高的计算效率。当然, 载荷增量步中非线性求解可以直接采用“中点增量法”, 但此时为了获得较高的精度, 需要将载荷增量步的步长取得很小才行, 而且这时并不确定产生的误差究竟有多大, 步长的确定也只能靠经验确定。

(4) 应力修正的问题

在计算中某些单元的计算应力超过极限应力状态而出现拉裂或剪坏的情况, 而实际应力不可能超过破坏状态, 因此, 必须修正。另一方面, 如果不修正则会导致计算出错。比如在确定应力水平 s 时, 如果单元出现了过大的拉应力, 会导致 $s < 0$, 这显然是错误的。具体修正的方法可参见文献[6]。需要指出, 由于修正后的应力不满足平衡条件, ABAQUS 会自动进行额外的迭代, 直到平衡为止。

3.2 填方分层施工模拟及新填土层的位移修正

土石坝填方工程是一个分层逐级加荷的过程。ABAQUS 中可以通过模型改变 (MODEL CHANGE) 来体现这一点。在加荷开始前, 将整个模型划分单元网格, 并在 inp 文件中通过 *MODEL CHANGE, REMOVE 语句将所有分层施工的单元移除, 移除后 ABAQUS 在计算中就不考虑这些单元的存在。随后, 在各分层施工荷载步中通过 *MODEL CHANGE, ADD 语句逐一激活相应的填土层单元, 并施加相应的重力荷载。需要指出, ABAQUS 提供了单元激活的两种模式, 即 with strain 激活和 strain free 激活, 对于模拟土石坝的施工应采用 strain free 选项。

在土石坝逐级施工加荷过程中, 新填土层单元的初始应力为 0, 按照殷宗泽^[6]的建议, 可取初始围压 $\sigma_3 = 50$ kPa 来形成刚度矩阵。这在 ABAQUS 中很容易实现, 令所有新填土层单元相应的状态变量 STATEV (3) = 50 即可。

稍微复杂一点的是新填土层的位移修正问题。对于激活的填土单元, 荷载是一次增加的, 其顶面位移不为 0, 则大坝施工完成后的累计位移呈现出阶梯状, 台阶的大小与计算分层的大小相关, 这并不符合实际, 因此, 需要将一次加荷计算出的位移

修正到分级层数无穷多的位移。由于这种位移的修正并不也不允许涉及到应力的计算，因此，在 ABAQUS 中只能在后处理中进行，即在计算完成后，通过 ABAQUS 的结果文件 (fil 文件或者 odb 文件) 提取出各层土在各级荷载作用下的增量位移，对激活分析步的位移按文献[6]的公式进行修正，最后累加求得变形分布。

3.3 浸水湿化变形的处理

土石坝坝料浸水后土颗粒间受水的润滑在自重下将调整到新的位置，使得产生额外的变形，称为湿化变形。湿化变形是土石坝工程中的重要问题之一。

目前湿化变形的计算常采用双线法^[6-7]，即分别进行风干土样和饱和土样的三轴剪切试验，将相同应力状态下的湿态与干态变形的差值作为该应力状态下的湿化变形量。这在 ABAQUS 中可这样来实现：

(1) 在大坝施工加荷中，利用编制的邓肯模型 UMAT 子程序，采取干态邓肯模型参数，得到各增量步相应的增量应力 $\{\Delta\sigma_s\}$ 、增量应变 $\{\Delta\varepsilon\}$ ；与此同时，对浸水单元再采用湿态参数计算出 $\{\Delta\sigma_w\}$ ，将 $\{\Delta\sigma_w - \Delta\sigma_s\}$ 视为湿化引起的应力改变量，并与上一加荷步累加后存到相应的状态变量数组，加荷结束后将湿化引起的应力改变量输出为一文本文件，如 A.TXT。

(2) 保持 ABAQUS 静力计算的 inp 文件中的单元信息、节点信息等模型数据不变，将第一步中得到的湿化引起的应力改变量设置为初始应力 (*INITIAL CONDITIONS,TYPE=STRESS, INPUT=A.TXT)，并定义 GFSTATIC 步，在该步约束所有节点位移，运行后可得各节点的节点力。

(3) 事实上节点位移没有限制，因此，取消节点约束，将第 2 步中得到的节点力反向作用在各节点上，重新计算可得浸水湿化变形。若同时施加水压力、浮拖力，便可得到考虑了水压力、浮拖力和湿化影响的结果。

4 基于 ABAQUS 的土石坝动力分析

4.1 等效线性模型的开发

目前，土石坝的地震反应分析可分为等效线性和非线性两大类。虽然非线性方法从理论上更具优势，但由于参数难以准确确定，加上计算费用和计算时间效率的限制，非线性分析往往只用在二维场地反应分析中，在土石坝的三维分析中还较少应用。等效线性方法则通过迭代的手段来近似地反映土体

的非弹性和非线性。由于每个迭代过程都是线性的，这种方法计算效率高，且对大多数情况，尤其是应变较小（小于 1%~2%），地震加速度在 (<0.3~0.4 g) 的情况下都能提供较合理的结果。根据 Kramer^[8] 的问卷调查结果，尽管还存在很多问题，等效线性方法仍然是目前岩土地震分析中的主流。

4.1.1 等效线性模型的表达式

等效线性模型实际上是基于黏弹性理论发展而来的，即用黏弹性 Kelvin 模型来反映土体在周期荷载下的滞回性。图 1 给出了黏弹性模型的示意图，即一个线弹性弹簧和一个黏壶并联，其应力应变关系为

$$\tau = G\gamma + \eta_G \dot{\gamma} \tag{5}$$

式中： G 为剪切模量； η_G 为剪切黏滞系数； τ 为剪应力； γ 为剪应变。

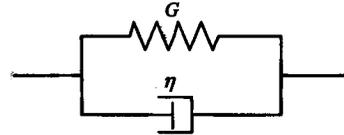


图 1 Kelvin 模型示意图
Fig.1 Sketch of viscoelastic Kelvin model

模型对应的土体滞回曲线和土体真实的滞回曲线绘制于图 2 中。由图可见，土体真实滞回圈最大应力和最大应变发生的时刻是对应的，而等效线性模型的滞回圈为一个椭圆，激励和反应之间有一定的相位差，但对于阻尼水平比较低、椭圆狭长的情况，还是可以使用的。原点和最大剪应变点之间连线的斜率即代表剪切模量 G ，而剪切黏滞系数 η 为

$$\eta_G = 2G\lambda/\omega \tag{6}$$

式中： λ 为阻尼比； ω 为圆频率。

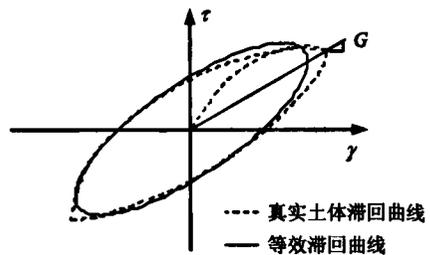


图 2 土体滞回曲线
Fig.2 Hysteresis stress-strain curve of soil

国内外学者们^[9]进行了大量的室内试验表明，土体的剪切模量 G 和阻尼比 λ 的函数是剪切应变 γ

的函数, 在土石坝地震反应分析中可以采用如下形式:

$$G = \frac{k_2}{1 + k_1 \bar{\gamma}_d} p_a \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{n_G} \quad (7)$$

$$\lambda = \lambda_{\max} \frac{k_1 \bar{\gamma}_d}{1 + k_1 \bar{\gamma}_d} \quad (8)$$

式中: σ'_m 为平均有效应力; k_1 、 k_2 和 n_G : 由试验确定的材料参数; $\bar{\gamma}_d$ 是归一化的剪应变, 可根据地震过程中的最大动剪应变 $\gamma_{d\max}$ 按式 (9) 计算; 其余参数意义如前。

$$\bar{\gamma}_d = 0.65 \gamma_{d\max} \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{n_G - 1} \quad (9)$$

对于三维的情况, 若以 e_{ij} 表示应变偏量, 式 (5) 可推广为

$$\sigma_{ii} = K \varepsilon_v + 2G e_{ii} + \eta_k \dot{\varepsilon}_v + 2\eta_G \dot{e}_{ii}, \quad i=1,3 \quad (10)$$

$$\sigma_{ij} = 2G e_{ij} + 2\eta_G \dot{e}_{ij}, \quad i=1,3, \quad j=1,3, \quad i \neq j \quad (11)$$

式中: K : 材料体积模量; η_k 为材料的体积黏滞系数, 类似于式 (6), 可按式 (12) 计算:

$$\eta_k = 2K\lambda/\omega \quad (12)$$

由式 (6) 和式 (12) 可知 $\eta_k/\eta_G = K/G$, 这意味着有限元分析中的阻尼矩阵与刚度矩阵成正比, 其比例系数为 $2\lambda/\omega$ 。

4.1.2 等效线性模型的 UMAT 程序编写

等效线性模型的 UMAT 程序编写要考虑两个主要问题。

(1) 正确反映动模量与震前平均有效应力的关系。由式 (7) 可见, 坝体材料在地震过程中的动模量取决于震前坝体的静应力。这可通过以下的方法实现: 将静力分析得到的各单元平均有效应力输出为一文本文件, 如 B.TXT, 然后在 inp 文件中通过 *INITIAL CONDITIONS, TYPE= SOLUTION, INPUT=B.TXT 语句将各单元的平均有效应力作为状态变量 STATEV (1), 以供在 UMAT 用户程序中调用。由于平均静有效应力在地震过程不改变, UMAT 中无需对 STATEV (1) 修改。静应力结果文件可以是 ABAQUS 的计算结果, 也可以由其他程序的计算结果经简单处理后形成。

(2) 正确反映模量、阻尼比随应变水平的变化。为了做到这一点, 土石坝的地震反应分析需要进行若干次迭代, 每一次迭代过程中的模量和阻尼比保持不变。第一次迭代前, 将各单元的最大剪应变都

取为 0, 随后在计算过程中实时更新。当某次迭代结束之后, 按照当前应变水平由式 (7) 和式 (8) 重新确定各单元的动模量和阻尼比, 继续进行下一步迭代。迭代的收敛标准按最大动位移的范数确定:

$$\frac{ABS(\|u\|^i - \|u\|^{i+1})}{\|u\|^i} \leq \text{Tolerance} \quad (12)$$

式中: $\|u\|^i$ 和 $\|u\|^{i+1}$ 分别为第 i 和 $i+1$ 次迭代的最大动位移范数, 由下式计算:

$$\|u\|^i = \max \left(\sqrt{\sum_{j=1}^{n_p} (u_j^i)^2} / n_p \right) \quad (13)$$

式中: u_j^i 为第 i 次迭代中第 j 个结点某时刻的动位移; n_p 为有限元模型中的节点总数。

理论上来说, 迭代的过程可以内嵌入到用户子程序中让 ABAQUS 自动运行, 但对于土石坝的三维地震反应分析来说, 通常需要占用大量的计算资源和时间, 普通 PC 用户难以承受。且计算时间过长不利于对中间结果的监控和调试。为了避免这一问题, 笔者采用了这样的做法:

①在 UMAT 用户子程序中设置状态变量 STATEV (2), 储存各单元所经历的最大剪应变。

②另外编一简单的 FORTRAN 程序, 根据各单元的应变水平确定 G/G_{\max} 和 λ/λ_{\max} , 并分别作为状态变量 STATEV (3) 和 STATEV (4), 将 STATEV (1)~STATEV (4) 保存在同一个文本文件中, 如 B.TXT;

③保持 ABAQUS 的 inp 文件不变, 只改变 *INITIAL CONDITIONS, TYPE= SOLUTION, INPUT=B.TXT 中的外部输入文件 B.TXT, 重新计算, 直到收敛为止, 一般 3~4 次左右就可满足要求。

4.2 坝体材料的液化判别

目前土石坝地震反应分析中的液化判别主要采用的是 Seed 提出的方法, 即将材料的抗液化动强度与地震过程中坝料所经历的等效动剪应力之比定义为抗液化安全系数 F_l , 若 $F_l < 1$ 则认为液化发生。事实上, 土的动强度通常可定义为一定振次下使土体达到某一应变标准 (如 5%) 所需的动应力幅值, 对于不液化的土体, F_l 也称为材料的动强度安全系数。

从以上叙述来看, 要利用 ABAQUS 进行液化判别需要: (1) 得到各单元地震中的等效动剪应力, 其一般可取为最大动剪应力的 0.65 倍。(2) 根据材料的动强度与破坏周次的关系曲线 ($\sigma_d/2\sigma_m - N_f$) 及地震等效振动次数确定材料动强度。这两部

分可以结合等效线性模型的编制一起放在 UMAT 子程序中。或者为了保证 UMAT 子程序不太过于复杂, 可将液化判别单独放在结果后处理中进行。笔者采取了后种做法。

4.3 永久变形分析

根据坝体各单元的静应力状态和地震过程中的动力反应, 结合动三轴试验的残余应变试验结果, 可以得到坝体各单元在地震过程中积累的残余应变势。土石料的残余应变势常采用沈珠江模型^[10]:

$$\Delta\varepsilon_v = c_1(\gamma_d)^{c_2} \exp(-c_3 S_1^2) \frac{\Delta N}{1+N} \quad (14)$$

$$\Delta\gamma = c_4(\gamma_d)^{c_5} S_1^2 \frac{\Delta N}{1+N} \quad (15)$$

式中: $\Delta\varepsilon_v$ 和 $\Delta\gamma$ 分别是动力残余体积应变增量和残余剪切应变增量; N 和 ΔN 分别为总振动次数及其时段增量; $c_1 \sim c_5$ 为 5 个试验参数。直角坐标系下的残余应变列向量需由残余体积应变和残余剪切应变转换而来, 其转换原则是保证残余应变的主轴与静应力状态的主轴方向一致。

由于相邻单元的互相牵制, 由式 (14)、(15) 确定的残余应变势并不是各单元的实际应变。在常规的有限元计算中, 为使各单元能产生与此应变势相协调的实际应变, 需在坝体网格上施加等效静节点力。而在 ABAQUS 中, 可采取相对简便地做法: ①将得到的残余应变作为初始应变; ②因为 ABAQUS 中不提供初应变选项, 因此, 需根据单元的刚度矩阵和初始应变计算各单元的初始应力, 并输出为一文本文件, 如 C.TXT; ③保持 ABAQUS 静力计算的 inp 文件中的单元、结点信息等模型数据不变, 在 inp 文件中设置初始应力 (*INITIAL CONDITIONS,TYPE=STRESS,INPUT=C.TXT), 并将加荷步换成 GEOSTATIC 步, 在该步不加任何荷载, 运行之后的位移结果就是要求的永久变形。

5 算例分析

5.1 算例1

设有一简单的心墙堆石坝高为 100 m, 正常蓄水位为 90 m, 坝顶宽为 10 m, 上下游坝坡坡比 1: 2; 心墙顶宽为 6 m, 心墙的坡比为 1: 0.2。大坝施工分 10 级, 每级填土厚度为 10 m。按照本文方法对大坝进行了二维有限元静力分析, 其中考虑了上游坝壳的浸水湿化变形。材料的邓肯模型参数见表 1。

表 1 算例 1 材料邓肯模型参数

Table 1 Duncan model parameters of example 1

材料	K	n	R_f	c /kPa	ϕ_0 /(°)	$\Delta\phi$ /(°)	K_{sw}	K_b	m	ρ /(g/cm ³)
心墙	500	0.35	0.8	50	30	0	800	470	0.15	2.0
坝壳料(水上)	1 100	0.30	0.8	10	40	0	1 800	600	0.1	2.2
坝壳料(水下)	950	0.30	0.8	8	38	0	1 500	520	0.1	1.4

图 3、4 分别为竣工期大坝的大、小主应力等值线。由图可见, 大、小主应力分布有较好的规律, 离开坝面距离越远, 应力值越高。由于坝壳和心墙的模量差异, 大主应力等值线在心墙和坝壳之间呈驼峰状分布, 即出现了“拱效应”。

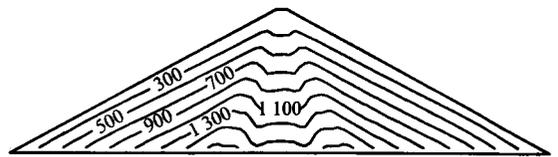


图 3 竣工期大主应力 (单位: kPa)

Fig.3 Isolines of maximum principal stresses at the end of construction (unit: kPa)

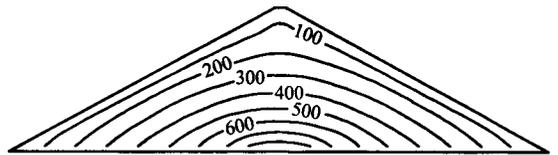


图 4 竣工期小主应力

Fig.4 Isolines of minor principal stresses at the end of construction (unit: kPa)

图 5、6 分为是竣工期大坝的竖向位移及水平位移。图 5 中负号表示向下变形。计算结果表明, 施工期最大沉降为 63.2 cm, 约占坝高的 0.63%, 发生在大坝心墙中部约 1/2 坝高处。由于大坝左右对称, 且在施工期只受自重作用, 因而竣工期坝壳上、下游的水平位移也是对称分布, 最大值为 18.3 cm。

竣工期的应力和位移的计算结果都符合心墙土石坝的一般规律, 表明本文的邓肯模型开发及施工分层模拟、位移修正过程是正确的。

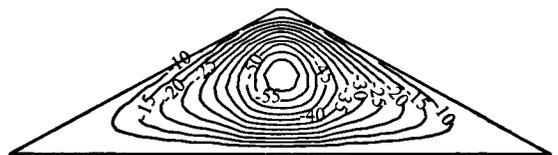


图 5 竣工期沉降 (单位: cm)

Fig.5 Isolines of settlements at the end of construction (unit: cm)

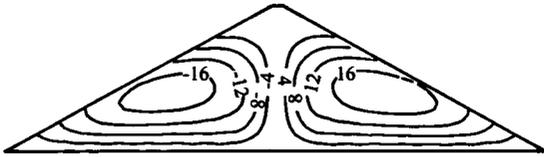


图6 竣工期水平位移 (单位: cm)

Fig.6 Isolines of horizontal displacements at the end of construction (unit: cm)

图7为蓄水引起的大坝沉降增量,其中考虑了上游坝壳的浸水湿化变形。而图8则是没有考虑湿化的大坝蓄水沉降增量。对比两图可见,在不考虑浸水变形时,上游坝壳的上抬变形最大为16.5 cm,发生在正常蓄水位处的上游坝壳。考虑湿化的影响之后,尽管本例中湿化作用没有抵消向上浮托力的影响,但上抬变形明显减小,为6.20 cm

除沉降增量之外,蓄水引起的水平位移和应力的改变也都符合一般规律,表明本文基于 ABAQUS 的湿化变形计算方法是合理的。



图7 考虑湿化的蓄水引起的沉降增量 (单位: cm)

Fig.7 Isolines of settlement increments due to impoundment with consideration of wetting (unit: cm)



图8 不考虑湿化的蓄水引起的沉降增量 (单位: cm)

Fig.8 Isolines of settlement increments due to impoundment without consideration of wetting (unit: cm)

5.2 算例2

该算例的条件与 Idriss 和 Sun^[11] 给出的 SHAKE91 例题相同,即有一坐落在基岩上的水平地基,厚 45 m,地基由砂土和黏土组成,具体分层见图 9, 0~21 m 内土体重度为 19.66 kN/m³, 21~45 m 内土体重度为 20.45 kN/m³。图 9 中还给出了由现场剪切波速试验推导的最大剪切模量随深度的分布。黏土和砂土的剪切模量比、阻尼比和剪应变的关系曲线见图 10。图 11 是基岩的地震加速度时程曲线,最大峰值为 0.1g, g 为重力加速度。

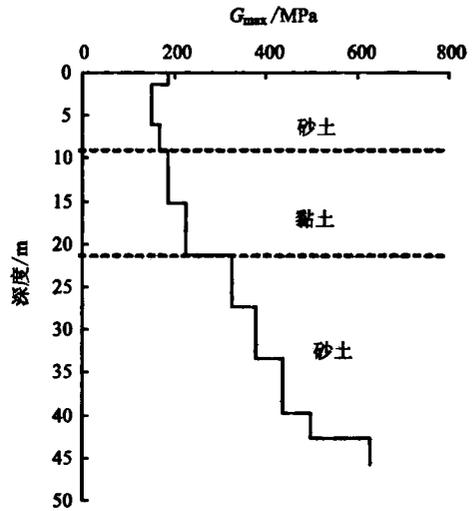


图9 土层分布
Fig.9 Soil profile

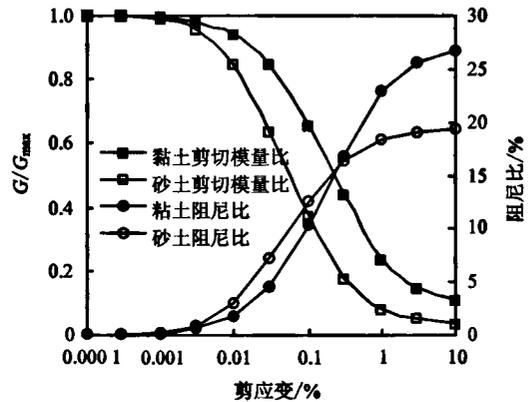


图10 剪切模量比及阻尼比与剪应变关系曲线
Fig.10 Shear modulus ratio and damping ratio versus shear strain

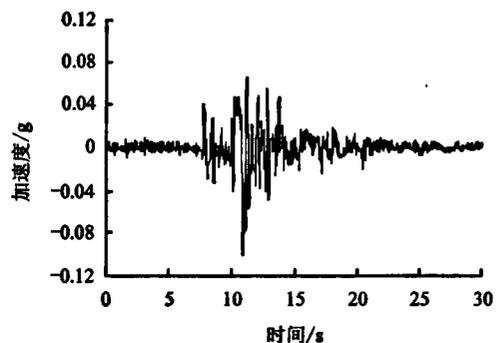


图11 算例2输入加速度时程曲线
Fig.11 Input ground accelerations of example 2

在 ABAQUS 分析中,取一长 1 m (x 方向)、宽 1 m (y 方向)、高 45 m (z 方向) 的土柱的进行分析。土柱底面固定,顶面自由,整个土柱中只允许发生 x 方向变形,依此来模拟水平地基的特性。地震波在土柱底部沿 x 方向输入。土柱采用三维八

结点块体单元划分, 考虑到土层和最大剪切模量的变化, 将地基沿高度划分为 30 个单元。土体材料为用户自定义的等效线性模型, 最大剪切模量直接采用图 9 中的值。为方便比较, 将 SHAKE91 中基岩的剪切模量取为 2 000 GPa 来模拟底部的刚性约束。

图 12 给出了最大地震反应加速度沿深度的分布, 两种计算方法的计算结果呈现出相同的变化趋势, 即土层底部以上近 1/3 范围内加速度变化较小, 在此范围之上, 加速度放大较明显, 最大的加速度出现在土层顶面。利用 SHAKE91 和本文方法求解的土层顶面的绝对加速度的最大值分别为 0.29 g 和 0.31 g, 误差约为 6%。

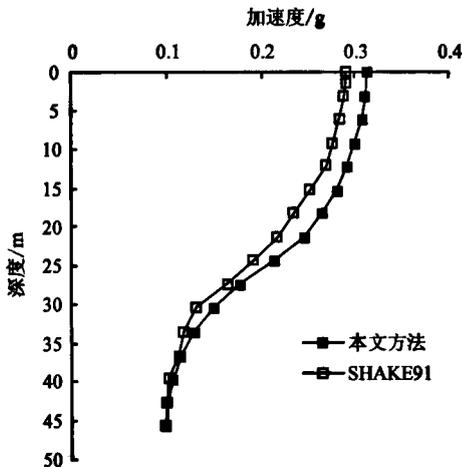


图 12 加速度沿深度的分布

Fig.12 Distributions of acceleration along depth

图 13 为将输入地震波的峰值加速度调整到 0.001、0.01、0.1 g 和 1 g 情况下计算得到加速度放大系数随峰值加速度变化曲线, 整个曲线呈现出下降的趋势。这是因为随着峰值加速度的增加, 地震过程中剪切应变增加, 相应的剪切模量减小, 阻尼比增加, 因而放大系数减小, 这体现了岩土体材料的非线性。

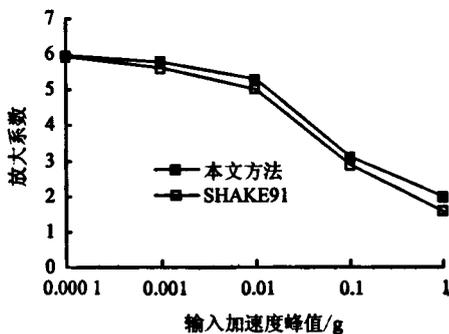


图 13 土层表面加速度放大系数

Fig.13 Acceleration amplifications at soil surface

与 SHAKE91 的计算结果对比表明, 本文基于 ABAQUS 开发的等效线性模型及动力分析方法是正确可靠的。

5.3 算例3

某心墙土石坝的坝高为 293.5 m, 坝顶高程为 2 875 m, 正常蓄水位为 2 865 m, 100 年超越概率 2% 的基岩水平峰值加速度为 288 g, 顺河向水平输入地震波如图 14 所示, 竖向加速度时程利用相应的水平向时程乘以 2/3 得到。坝体材料的邓肯模型参数和等效线性模型参数分别见表 2、3。坝料的残余变形参数见表 4。心墙的动强度曲线见图 15。采用本文方法对该大坝进行了三维静、动力分析, 限于篇幅, 文中仅给出部分动力结果。

图 16 给出了大坝最大断面顺河向加速度反应极值的分布。由图可见, 从坝底向上的 70% 左右的坝高范围内, 顺河向加速度反应大致沿高度均匀分布, 或随着高度增加而略有减小; 在该范围之上, 位置越高, 加速度越大, 且增加的速率较明显。顺河向水平加速度的最大值为 5.96 m/s², 发生在坝顶, 放大倍数为 2.07。

图 17、18 分别为大坝顺河向及竖直向永久变形的三维等值线图, 计算结果表明, (1) 顺河向的水平永久变形最大值为 98.7 cm (向下游) 和 51.1 cm (向上游)。最大水平位移发生在河床中部下游坝坡的中上部。指向上游的永久位移的区域与数值大

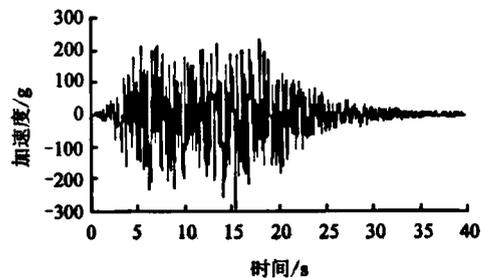


图 14 算例 3 输入加速度时程曲线

Fig.14 Input ground acceleration of example 3

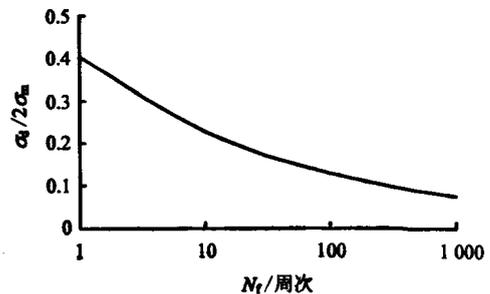


图 15 心墙动强度

Fig.15 Cyclic strength of core

表 2 算例 3 材料邓肯模型参数
Table 2 Duncan model parameters of example 3

材料	K	n	R_f	C/kPa	$\phi_0/(^\circ)$	$\Delta\phi/(^\circ)$	K_{ur}	K_b	m	$\rho/(g/cm^3)$
反滤料 1	850	0.30	0.78	40	52	11	1 700	340	0.25	2.20
反滤料 2	950	0.25	0.78	40	51	10	1 900	360	0.24	2.15
上游过渡料	950	0.25	0.78	25	51	10	1 900	380	0.14	2.17
下游过渡料	900	0.15	0.75	15	49	8	1 500	380	0.14	2.13
堆石料 I 区	1 100	0.27	0.76	40	49	6	2 000	450	0.24	2.23
堆石料 II 区	800	0.25	0.74	35	48	7	1 500	300	0.22	2.20
堆石料 III 区	500	0.30	0.8	40	46	6	1 000	247	0.18	2.18
心墙料 (C 区)	500	0.28	0.90	50	37	13	900	470	0.15	2.07
接触粘土	200	0.32	0.92	50	33	15	300	100	0.35	1.95

表 3 材料等效线性模型参数

Table 3 Equivalent linear model parameters of materials

材料	K_1	K_2	n_G	λ_{max}
反滤 1	11.60	1 216	0.321	0.23
反滤 2	16.40	1 486	0.300	0.22
上游过渡料	15.70	1 997	0.328	0.22
下游过渡料	15.70	1 997	0.328	0.22
堆石料 I 区	18.80	2 336	0.268	0.19
堆石料 II 区	17.95	2 270	0.273	0.20
堆石料 III 区	17.10	2 205	0.279	0.21
掺砾心墙料	21.35	1 106	0.556	0.25
接触粘土	21.35	450	0.500	0.30

表 4 材料残余变形参数

Table 4 Residual deformation parameters of materials

材料	$c_1/\%$	c_2	c_3	$c_4/\%$	c_5
反滤 1	0.24	0.57	0	8.25	0.73
反滤 2	0.36	0.79	0	8.69	0.76
上游过渡料	0.56	0.42	0	8.25	0.40
下游过渡料	0.56	0.42	0	8.25	0.40
堆石料 I 区	0.74	0.43	0	9.55	0.38
堆石料 II 区	0.72	0.96	0	9.34	0.37
堆石料 III 区	0.69	0.53	0	9.12	0.35
掺砾心墙料	0.04	0.17	0	18.9	1.02
接触粘土	0.04	0.17	0	18.9	1.02



图 16 大坝最大断面顺河向加速度极值分布 (单位: m/s^2)
Fig.16 Distributions of the maximum horizontal accelerations at the biggest section (unit: m/s^2)

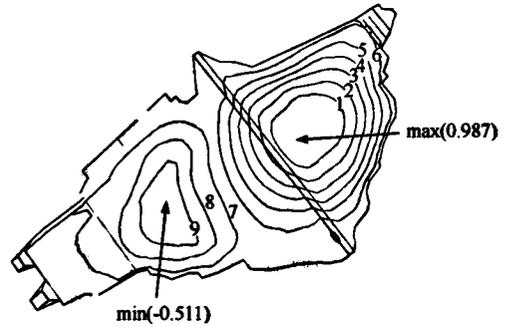


图 17 顺河向永久变形分布 (单位: m)
Fig.17 Distributions of horizontal permanent displacements (unit: m)

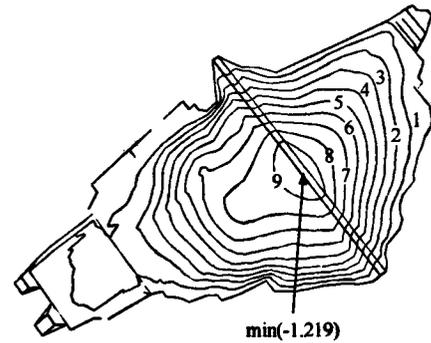


图 18 竖直向永久变形分布 (单位: m)
Fig.18 Distributions of vertical permanent displacements (unit: m)

于指向上游的情况。(2) 竖直向永久变形最大值为 121.9 cm, 发生在河床中部坝顶靠近上游坡面的一侧, 约占坝高的 0.42%, 坝体在地震中的沉陷比水平位移大, 体现了堆石体在高固结应力和循环荷载作用下的残余体积变形特性。

图 19 为坝轴线纵断面的心墙动强度安全系数的等值线分布。由计算结果可见, 大部分心墙内的材料动强度安全系数都大于 1.5, 坝轴线附近的心墙中上部 (坝顶以下 0.2 坝高附近处) 略小, 最小值为 1.10。心墙的动强度是满足要求的。

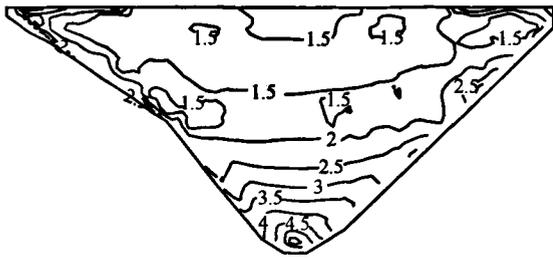


图 19 纵断面心墙动强度安全系数分布

Fig.19 Distributions of cyclic strength safety factors of core at the longitudinal section

6 结 语

基于 ABAQUS 有限元软件, 编制了静力分析中的邓肯非线性弹性模型和动力分析中的等效线性模型的用户材料子程序; 针对土石坝的分级填土施工、新填土层的位移修正, 土石坝蓄水后的湿化变形, 坝体材料的液化判别和地震永久变形计算等土石坝分析中的特定问题在 ABAQUS 中的实现提出了相应的解决方案。采用本文方法对心墙土石坝的二维静力分析、一维场地的地震反应分析和心墙土石坝的三维静、动力分析等几个算例进行了计算, 计算结果均符合实际规律, 表明经过二次开发, 利用 ABAQUS 进行土石坝的静、动力分析是合理可靠的。通过本文工作, 可充分利用 ABAQUS 前后处理方便、计算精度高和模拟复杂问题能力强的优点, 扩展了 ABAQUS 软件在土石坝工程中的应用范围。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国水利部. SL274—200 碾压式土石坝设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.
- [2] 中华人民共和国水利部. SL203—97 水工建筑物抗震设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1998.
- [3] Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. ABAQUS user's manuals version 6.3[M]. Rhode Island: Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., 2002.
- [4] 徐远杰, 王观琪, 李健, 等. 在 ABAQUS 中开发实现 Duncan-Chang 本构模型[J]. 岩土力学, 2005, 25(7): 1032—1036.
- [5] XU Yuan-jie, WANG Guan-qi, LI Jian, et al. Development and implementation of Duncan-Chang constitutive model in ABAQUS[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, 25(7): 1032—1036.
- [6] 张欣, 丁秀丽, 李术才. ABAQUS 有限元分析软件中 Duncan-Chang 模型的二次开发[J]. 长江科学院院报, 2005, 22(4): 45—47.
- [7] ZHANG Xin, DING Xiu-li, LI Shu-cai. Secondary development of Duncan-Chang Model in ABAQUS Software[J]. *Journal of Yangtze River Scientific Research Institute*, 2005, 22(4): 45—47.
- [8] 殷宗泽. 土工原理[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007.
- [9] 魏松, 朱俊高. 粗粒土料湿化变形三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 27(8): 1609—1614.
- [10] WEI Song, ZHU Jun-gao. Study on wetting behavior of coarse grained soil in triaxial test[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 27(8): 1609—1614.
- [11] KRAMER S L, PAULSEN S B. Practical use of geotechnical site response models[C]//Proceedings of International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response. Berkeley: University of California, 2004: 162—165.
- [12] ZHANG J F, ANDRUS R D, JUANG C H. Normalized shear modulus and material damping ratio relationships[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 131(4): 453—464.
- [13] 沈珠江, 徐刚. 堆石料的动力变形性质[J]. 水利水运科学研究, 1996, (2): 143—150.
- [14] SHEN Zhu-jiang, XU Gang. Deformation behaviour of rock materials under cyclic loading[J]. *Hydro-Science and Engineering*, 1996, (2): 143—150.
- [15] IDRIS I M, SUN J I. User's manual for SHAKE91[M]. Davis: University of California, 1992.