

深厚覆盖层上高土石坝的动力稳定分析

党发宁, 胡再强, 谢定义

(西安理工大学 岩土工程研究所, 陕西 西安 710048)

摘要: 在高地震烈度区修建深厚覆盖层上的高土石坝面临许多新问题, 如大坝的动力稳定、坝基液化问题等。以直粘土心墙及坝基截渗墙土石坝为例, 采用三维动力固结有限元方法, 研究强震区深厚覆盖层上的高土石坝的动力稳定问题。三维动力固结有限元程序以动力固结方程为基础, 采用能够反应土体非线性、滞后性以及不可恢复性动变形特性的拟等效弹塑性本构模型, 放弃了动孔压上升模式, 在震动全过程中跟踪孔隙水压力产生、扩散和消散的发展变化, 实现了动力渗流与动力反应分析的真正耦合, 可较好地反映土体在地震过程中的实际性态, 避免了动本构模型与动孔压模型有时难以合理搭配的问题。计算结果表明, 深厚覆盖层上修筑的直心墙土石坝的静应力和静位移均较大, 但它的动应力、动位移及加速度的反应值却均较小, 且坝底的孔压比也较小, 可满足稳定性要求。

关键词: 土力学; 动力固结; 拟等效弹塑性模型; 深厚覆盖层; 高土石坝

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2005)12-2041-07

DYNAMIC STABILITY ANALYSIS OF HIGH EARTH-ROCKFILL DAM ON THICK MORaine COVER FOUNDATION

DANG Fa-ning ; HU Zai-qiang ; XIE Ding-yi

(*Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China*)

Abstract: To build high earth-rockfill dam on thick moraine cover foundation in high earthquake intensity region will face many new problems such as dynamic stability, dam foundation liquefaction etc. As an example, three-dimensional dynamic consolidation FEM is employed to analyze the reaction of high earth-rock fill dam with clay core and cut-off wall. The dynamic stability is researched. An equivalent quasi-elastoplastic constitutive model which can express nonlinear viscid and un-recoverable deformation of soil is employed in the new dynamic consolidation FEM, while dynamic pore water pressure model is abandoned. The generation, diffusion and scatter of dynamic pore water pressure in a complete earthquake process are tracked. It is a real coupling of dynamic seepage and dynamic reaction. The calculation results show that the static stress and displacement of the dam on thick moraine cover foundation are bigger; the dynamic stress, displacement and acceleration are smaller; the ratio of pore water pressure in the dam base is smaller than the dam on rock foundation. The dam is safe.

Key words: soil mechanics; dynamic consolidation; equivalent quasi-elastoplastic model; thick moraine cover foundation; high earth-rock fill dam

收稿日期: 2004-03-30; **修回日期:** 2004-04-26

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(10372078); 陕西省教育厅专项科研计划项目(01JK139)

作者简介: 党发宁(1962-), 男, 博士, 1994年于西南交通大学应用力学专业获硕士学位, 现任教授、博士生导师, 主要从事岩土计算力学方面的研究工作。E-mail: dangfn@mail.xaut.edu.cn.

1 引言

高土石坝筑坝关键技术被列入国家“六五”、“七五”、“八五”和“九五”科技攻关课题，在理论、应用和工程实践上均取得显著的成果^[1-5]。近年来，在深厚覆盖层上修筑土石坝又给筑坝技术研究提出了新的课题^[6,7]。

新疆下坂地水利枢纽工程大坝坝基处的覆盖层厚度最大达 147.95 m，主要为冰碛层(含漂石和卵石)。工程属 I 等大(II)型工程，库坝区处于我国西部地震高发区。坝址区的地震基本烈度为 8 度，设防烈度为 8 度，50 a 超越概率 5% 的地震地表峰值加速度为 309 gal，特征周期为 0.3 s。

在如此高的地震烈度区修建深厚覆盖层的高土石坝，给筑坝工作带来许多新问题，如大坝的动力稳定、坝基液化、工余沉降以及坝基防渗问题等。本文仅以直心墙及坝基截渗墙土石坝为例，采用三维动力固结有限元方法计算强震区深厚覆盖层上的高土石坝动力稳定问题。

2 计算理论

我国目前所采用的饱和土动力固结方法中，由于采用了没能确切反映土体物理特性的本构关系，孔隙水压力不能全部由动力固结方程直接解出，需补充某种动孔压上升模式计算动孔压的上升值，因此，这种固结模型的方程不是独立的方程组。而且许多研究者没有注意动孔压模型与动本构关系的合理搭配问题，使得一些模型中的动孔压被重复记入，也有一些模型中的动孔压被漏记。因此，如果动本构与动孔压增长模式搭配不当的话，该方法还可能会导致不合理的结果。研究结果表明，动力固结方程是一组独立而且自我封闭的方程组，只要能够选择好恰当的有效应力动本构关系，反映出土体的真实性态，由动力固结方程即可独立解出土体中的真实孔压和动力反应值，而不需要借助于其他任何形式的动孔压模式，此种方法是真正的动力变形与动力渗流耦合的固结方法^[8,9]。

首先从 D'Alembert 原理出发，根据有效应力原理和渗流连续性条件，建立起动力反应分析与渗流的耦合方程，即动力固结方程为

$$\left. \begin{aligned}
 & -E_1 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - E_3 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} - E_3 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - (E_3 + E_2) \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} - \\
 & (E_2 + E_3) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} + \frac{\partial p}{\partial x} + C_x - X = -\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + g_x \right) - \\
 & E_1 \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} - E_3 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - E_3 \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} - (E_2 + E_3) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} - \\
 & (E_2 + E_3) \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial z} + \frac{\partial p}{\partial y} + C_y - Y = -\rho \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + g_y \right) - \\
 & E_1 \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} - E_3 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - E_3 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - (E_2 + E_3) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial z} - \\
 & (E_2 + E_3) \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial z} + \frac{\partial p}{\partial z} + C_z - Z = -\rho \left(\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + g_z \right) - \\
 & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \bar{k}_x \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \bar{k}_y \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \bar{k}_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = 0
 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中： $\bar{k}_x = k_x / \gamma_w$ ， $\bar{k}_y = k_y / \gamma_w$ ， $\bar{k}_z = k_z / \gamma_w$ ，而 k_x ， k_y ， k_z 为 x ， y ， z 方向的渗透系数； u ， v ， w ， X ， Y ， Z 分别为 x ， y ， z 方向的位移分量和体积力； C_x ， C_y 和 C_z 为与阻尼有关的项； p 为孔隙水压力； $E_1 = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$ ， E 和 μ 分别为材料的弹性模量和泊松比； $E_2 = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$ ； $E_3 = \frac{E}{2(1+\mu)}$ 。

利用伽辽金加权残数法对动力固结方程进行空间域的离散，建立等参数单元有限元的基本关系式。再利用分部积分法将其中的被积函数微分指数降阶，将基函数代入，并考虑到形函数的性质，可求得求解耦合方程的有限元列式。最后利用 Newmark 逐步积分法对平衡方程进行时间域离散，连续方程选用 t 到 $t + \Delta t$ 的差分法求解，动力固结方程可写为

$$[\bar{K}]^e \{\delta\}_{t+\Delta t}^e = [\bar{F}]_{t+\Delta t}^e \quad (2)$$

式中： $[\bar{K}]^e$ 及 $[\bar{F}]^e$ 分别为动力等效刚度矩阵与等效动力荷载矩阵。

$$[\bar{K}]^e = [K]^e + a_1 [C]^e + a_0 [M]^e \quad (3)$$

式中： $[K]^e$ ， $[C]^e$ 和 $[M]^e$ 分别为单元的刚度矩阵、阻尼矩阵和质量矩阵； a_1 和 a_0 为逐步积分系数。

以上方法以动力固结方程为基础，若采用能反映土体真实体积变形的塑性动本构关系，则可在震动全过程中跟踪孔隙水压力产生、扩散和消散的发展变化，将动力渗流与动力反应分析相耦合，放弃动孔压上升模式，可较好地反映土体在地震过程中的实际性态，是一种更为合理的动力固结模型。

3 土的静、动本构模型

土的静力本构模型采用了邓肯-张的 8 参数 ($K, n, R_f, c', \varphi', G, D, F'$) 非线性弹性模型, 此模型已很普遍^[10], 不再赘述。

土的动应力-动应变关系表征土动力学特性的基本关系, 是分析土体动力失稳过程一系列特性的重要基础。土在地震荷载作用下的应力-应变关系有两个特点, 即非线性和滞后性。如果在土中初始剪应力为零的平面上施加周期往复剪应力, 那么在一个周期内的应力-应变关系曲线将是一个滞回圈; 如将不同周期动应力作用的最大周期剪应力 $\pm\tau_m$ 和最大周期剪应变 $\pm\gamma_m$ 绘出, 得到各应力-应变滞回圈的顶点的轨迹, 即得土的应力-应变骨干曲线。土的应力-应变滞回曲线反映了应变对应力的滞后性, 而土的应力-应变骨干曲线反映了动应变的非线性, 它们在一起反映出应力-应变关系的全过程^[11]。

目前, 能反映土的非线性和滞后性的模型主要有双线性模型、粘弹性模型和理想弹塑性模型等。这些模型从不同的角度用不同的方法描述了土的动应力-动应变关系。在上述模型中, 等效线性弹性模型(粘弹性模型中的一种)的应用最为广泛。它紧紧抓住了土的非线性和滞后性两个主要特点, 不是建立具体的应力-应变关系, 而是采用随剪应变幅和有效应力状态而变化的等效弹性模量和等效阻尼比来表达。模型概念明确, 应用方便。

等效线性弹性模型把土视为粘弹性体, 采用等效粘弹性模量 E (或 G) 和等效阻尼比 λ 两个参数来反映土动应力-动应变关系的非线性和滞后性两个基本特征, 并将模量与阻尼比均表示为动应变幅的函数, 即 $E_d = E(\varepsilon_d)$ 和 $\lambda = \lambda(\varepsilon_d)$, 或 $G_d = G(\gamma_d)$, $\lambda = \lambda(\gamma_d)$; 同时, 在确定上述关系中考虑了静力固结平均主应力的影响。在分析问题, 首先根据预估计应变幅大小假定 G, λ 值, 然后进行反复迭代计算, 直到协调为止。由此可见, 等效线性弹性模型的基本问题就是将上述 E (或 G), λ 与应变幅之间的关系具体化, 具体的表达式为

$$G_d = \frac{1}{1 + \gamma_d/\gamma_r} G_{\max} \quad (4)$$

$$\lambda = \lambda_{\max} \left(\frac{\gamma_d/\gamma_r}{1 + \gamma_d/\gamma_r} \right)^{m'} \quad (5)$$

式中: G_{\max} 为初始最大剪切模量; G_d 和 γ_d 分别为动剪切模量和动剪应变; m' 为待定常数; $\gamma_r = \tau_{\max}/G_{\max}$, τ_{\max} 为最大动剪应力; λ_{\max} 为最大等效阻尼比。其中, 参数 G_{\max} , τ_{\max} 和 λ_{\max} 一般通过动三轴试验确定, 也可采用一些相应的经验公式。

土在静力条件下的最大剪应力为

$$\tau_{\max} = \left[\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right)^2 - \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

由于土的抗剪强度在动力条件下与静力条件下存在差异, 即考虑到应变速率效应问题, 在利用上式求得 τ_{\max} (静)后, 需引入一个校正系数 λ_1 将 τ_{\max} (静)换算成动力条件下的 τ_{\max} (动), 即 τ_{\max} (动) = $\lambda_1 \tau_{\max}$ (静), 其中, λ_1 的确定应考虑应变速率效应的影响。

参数 λ_{\max} 可根据试验或 Hardin 等人的经验公式确定:

$$\lambda_{\max} = \begin{cases} 33 - 1.51gN & (\text{洁净干砂}) \\ 28 - 1.51gN & (\text{洁净饱和砂}) \\ 31 - (3 + 0.03)\sigma_m^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.51gN & (\text{饱和粘性土}) \end{cases} \quad (7)$$

式中: N 为循环加荷次数; f 为每秒周数, 即频率 (Hz); σ_m 为平均有效应力 (kg/cm^2)。

由于等效线性模型能较合理地确定土体在地震时的加速度、剪应力和剪应变的反应, 但不能考虑永久变形即塑性变形的影响, 因此, 本次计算时这一模型进行了改进, 使其能够考虑塑性变形的影响, 称为拟等效弹塑性模型。拟等效弹塑性模型的具体思路如下所述:

将剪切模量 G 分为弹性剪切模量和塑性剪切模量两部分, 弹性剪切模量的计算仍是根据等效线性弹性模型确定, 即

$$\left. \begin{aligned} G_d &= \frac{1}{1 + \gamma_d/\gamma_r} G_{\max} \\ \gamma_r &= \tau_{\max}/G_{\max} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

动应力-弹性应变曲线上的初始最大模量 G_{\max} 和最大剪应力 τ_{\max} 由试验来确定, 为定值, 因此 γ_r 也为定值。

试验结果表明, 在塑性情况下, 土在动应力 τ'_d (等于 τ_d) 作用下的塑性应变 γ'_d 与 τ'_d 之间的关系亦可用双曲线表示, 但它对不同的振次是不同的, 因而曲线的参数 G'_{\max} 和 τ'_{\max} 也是随振次变化的。此

时，动应力与动塑性应变的关系可写为

$$\tau'_d = \frac{\gamma'_d}{\frac{1}{G'_{\max}} + \frac{\gamma'_d}{\tau'_{\max}}} \quad (9)$$

式中： G'_{\max} 和 τ'_{\max} 均为固结应力比 K_c 和振次的函数，按试验结果采用。

建议等效非线性弹塑性变形的求解可采用如下的步骤：

先给定初始模量 G_d ，确定刚度矩阵，根据 $[K]\{\delta\} = \{F\}$ 计算出结点位移，由位移与应力应变关系求得单元应力和应变，进一步得到了平均动剪应变 γ_d ($\gamma_d = 0.65\gamma_{\max}$) 和平均动剪应力 τ_d ($\tau_d = 0.65\tau_{\max}$)，可求得 G_d ，然后再由 G_d 确定刚度矩阵，计算位移、应力、应变、平均剪应力剪应变，再根据上式求得 G_d ，在如此反复计算，直到 G_d 收敛为止，求得对应的 γ_d 和 τ_d 的平均值，再根据式(5)计算出阻尼比，把此时段收敛时的 λ 及 G_d 作为下一时间段迭代时的阻尼比和初始模量 G_d 。

当弹性模量 G_d 收敛后，塑性应力与弹性应力相等，即 $\tau'_d(\text{塑}) = \tau_d(\text{弹})$ ，故可再由式(9)再按该计算时段内的 K_c 和等效振次 \bar{N} 确定 G'_{\max} 和 τ'_{\max} 后，对应于 τ'_d 求得塑性应变 γ'_d 。

4 计算条件

新疆下坂地水利枢纽工程大坝坝基处的覆盖层厚度最大达 147.95 m，主要为冰碛层，其中夹有砂层透镜体及淤泥质粘土层。设计的拦河坝为土石坝，有直心墙及坝基截渗墙土石坝、沥青混凝土心墙及坝基截渗墙土石坝和斜心墙粘性土覆盖防渗土石坝三种方案。设计最大坝高为 81 m，坝顶长 410 m，正常蓄水位 2 960 m，死水位高程为 2 920 m，水库总库容 $8.64 \times 10^8 \text{ m}^3$ 。工程属 I 等大(II)型工程。

将以上介绍的固结模型和拟等效弹塑性本构关系用 Fortran 语言编成有限元计算软件，在 Fortran Power Station 4.0 环境下运行。计算方法是先用静力模型计算大坝及坝基的初始应力场和变形场，再用动本构模型进行动力分析，下面以直心墙及坝基截渗墙土石坝方案为例分析。计算时选用了心墙碎石土料、坝壳过渡料、粉细砂层、基岩、坝壳堆石料、冰碛层、截渗墙混凝土和防渗帷幕等 8 种材料，各种材料力学参数均采用试验参数，且均被当成各向同性渗流体，其渗透系数分别为 6.11×10^{-8} ， $5.61 \times$

10^{-6} ， 5.58×10^{-7} ， 1.0×10^{-8} ， 1.0×10^{-8} ， 1.0×10^{-4} ， 1.0×10^{-4} ， 1.0×10^{-8} 和 $1.0 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ 。静力计算的各参数经过整理汇总后如表 1 所示。

表 1 静力计算的参数值

Table 1 Parameter value of the static computation

坝体材料	K	n	c'/kPa	$\varphi'/(\text{°})$	R_f	G	D	F'
心墙碎石土	400	0.52	20	34	0.709	0.32	7.5	0.11
坝壳过渡料	800	0.51	30	36	0.730	0.34	9.5	0.11
坝壳堆石料	1 200	0.50	14	38	0.750	0.37	12.0	0.12
坝基冰碛层	1 500	0.50	20	44	0.750	0.41	12.0	0.21
坝基粉细砂	180	0.75	10	30	0.600	0.33	4.0	0.09

坝体材料	E/GPa	μ	c'/kPa	$\varphi'/(\text{°})$
截渗墙混凝土	2 000	0.26	500	45
防渗帷幕	1 000	0.26	100	43
基岩	2 000	0.26	200	43

对于动力计算的各参数，由于式(4)中的 G_{\max} 可写为

$$G_{\max} = K' P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{n'} \quad (10)$$

式中： K' 为模量系数， P_a 为大气压， σ'_m 为有效球应力， n' 为模量指数。

由

$$\tau_{\max} = \left[\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right)^2 - \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

式(5)可写为

$$\lambda/\lambda_{\max} = \left(\frac{\gamma_d/\gamma_r}{1 + \gamma_d/\gamma_r} \right)^{m'}$$

故动力计算参数的确定只需要 K' ， n' 和 λ_{\max} ， m' 等 4 个参数。本计算中无须孔压模型，对于塑性应变计算所需的 G'_{\max} 和 τ'_{\max} ，亦可写为式(10)与(11)的类似形式，即

$$G'_{\max} = K_r P_a \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^{n_r}$$

$$\tau'_{\max} = \tau_{\max}$$

故应再增加 2 个参数 K_r 和 n_r ，而且这 2 个参数与 K_c 及等效振次 \bar{N} 有关(选用时可内插)，全部 6 个

参数的选值如表 2 所示, 其中的 K_r , n_r 因其与 N 和 K_c 有关, 难以列出确定值, 计算中采用了 2002 年西安理工大学水利水电学院科研报告《新疆下坂地水利枢纽工程坝基砂层、心墙土料动力特性试验报告》的曲线进行内插确定。

表 2 动力计算参数值

Table 2 Parameter values of dynamic computation

坝体材料	K'	n'	c'/kPa	$\varphi' / (^\circ)$	λ_{\max}	m'
心墙碎石土	1 415	0.780	20	34	0.160	0.3
坝壳过渡料	2 700	0.750	20	36	0.160	0.3
坝壳堆石料	4 380	0.445	14	38	0.238	0.3
坝基冰碛层	4 580	0.445	20	44	0.238	0.3
坝基粉细砂	1 150	0.630	10	30	0.180	0.3

坝体材料	E/GPa	μ	c'/kPa	$\varphi' / (^\circ)$
防渗帷幕	5 000	0.26	200	43
截渗墙混凝土	10 000	0.26	500	45
基岩	10 000	0.26	500	43

地震加速度选取最不利的工况即顺河流方向的加速度。地震加速度的时程曲线如图 1 所示。

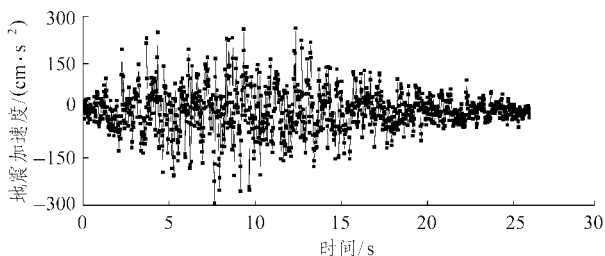


图 1 基岩地震加速度时程曲线

Fig.1 Relation curve of the earthquake acceleration and time of the bedrock

由于本此计算问题是一个深厚覆盖层问题, 计算的空间区域庞大, 计算区域内材料种类多, 各种材料空间分布形状复杂。为更好地模拟本次计算的各种材料的空间区域的分布形状, 开发了空间 4 节点四面体动力固结有限元程序, 并增加了节点优化、病态问题处理和自动整理计算数据等功能, 其特点是结点数相对较少, 单元数较多, 便于适用空间区域分布复杂的计算对象。由于每一时步计算还需要非线性迭代计算, 因此, 对于当前所用的微机而言,

计算量十分巨大。但如果计算网格尺寸太大, 结点数会减少, 计算结果则十分粗糙, 不能反映出问题的实质。

经过多次试算, 最后采用以下计算方法。地震步为 1 300 步, 震后孔压场消散 1 700 步, 每步的步长从地震时的 0.02 s 逐渐增加到震后的 14 400 s。三维网格划分采用了我校正版国际商用计算软件 ANSYS 5.61 的前处理程序, 计算区域的三维有限元网格划分如图 2 所示。网格划分的节点总数为 4 830 个, 单元总数为 23 771 个。在图 2 结构的四周施加了该平面法向所对应坐标方向的水平约束, 底部施加了垂向约束, 受到约束的节点总数为 1 504 个。地震加速度直接加到底部的基岩上, 受到地震加速度作用的基岩单元数为 1 474 个。

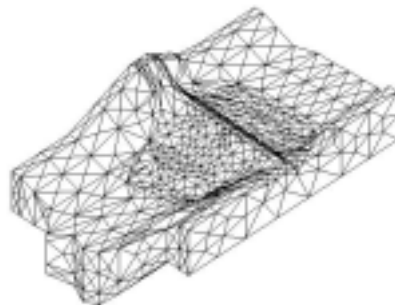
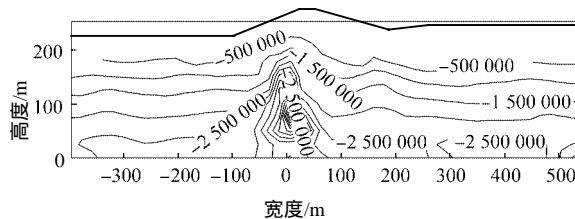


图 2 三维有限元网格图

Fig.2 3D FEM mesh

5 计算结果

图 3, 4 所示为地震开始时刻用有质量地基模型计算的大坝最大断面附近 140 断面的垂向初始应力场和位移场的分布。图 5~7 所示为地震加速度最大时刻大坝 140 断面附近的垂向应力场、位移场以及应力水平。图 5, 6 中出现了拉应力是由于程序中没有加入单元失效的判据, 在地震作用过程中, 动荷载的方向是不断发生变化的, 拉应力只表示一种趋势, 并不表明土体可以承受拉应力。图 8 为地震结束时坝基中的孔压场分布。



y 方向应力, z = 0 m 处

图 3 140 断面垂向初始应力场

Fig.3 Vertical initial stress field of the 140 section

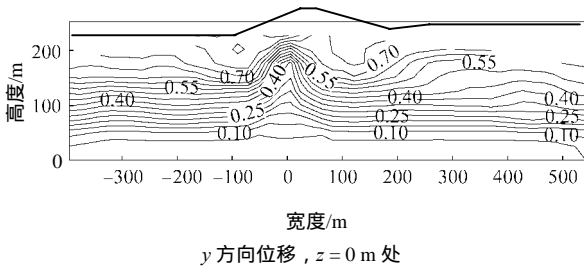


图 4 140 断面垂向初始位移场

Fig.4 Vertical initial displacement field of the 140 section

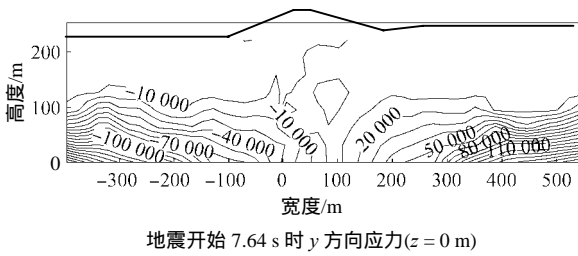


图 5 140 断面最大加速度时刻垂向应力场

Fig.5 Vertical stress field of the 140 section at the time of the maximum acceleration

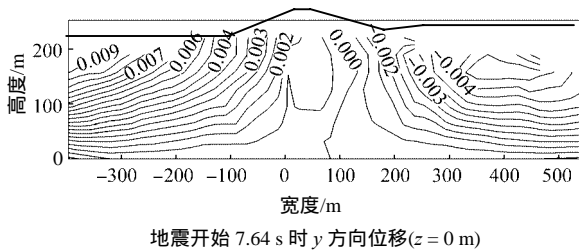


图 6 最大断面最大加速度时刻垂向位移场

Fig.6 Vertical displacement of the 140 section at the time of the maximum acceleration

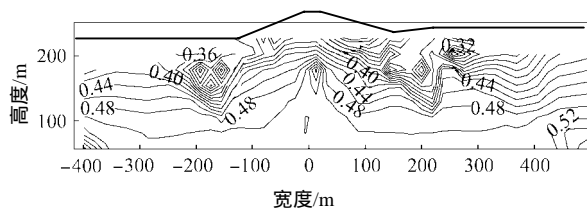


图 7 140 断面最大加速度时刻应力水平

Fig.7 Stress level of the 140 section at the time of the maximum acceleration

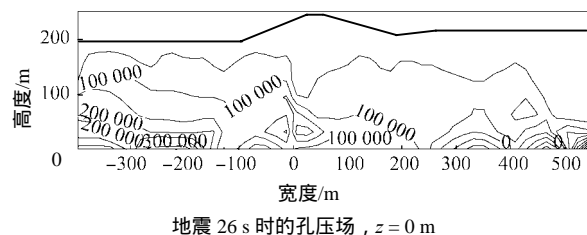


图 8 地震结束时刻孔压场分布

Fig.8 Distribution of the pore water pressure at the end of earthquake

由计算结果可知，在地震初始时刻，以 140 断面为例，这个断面的竖向正应力等值线以水平分布为主，在大坝的前下方有基岩突出，此处材料变化较大，有应力集中现象，对应的变形相对较小，因此，位移等值线发生了上凸现象。应力在心墙部位较两坝壳有所减小，出现了力拱效应。 τ_{xy} 在心墙顶部两侧与坝壳接触带上明显增大。静位移 u_x 由心墙指向上、下游，最大达 0.06 m。 u_y 表明坝顶沉降为 0.80 m，它主要由心墙的压缩引起。由 u_z 可见，右岸侧也发生向河谷中央的挤压。

地震过程中，以地震最大峰值时刻和地震结束时刻为例来对 140 断面进行分析。对于 7.64 s 的地震峰值时刻，在坝基内产生了指向上、下游的动正应力 σ_{dx} 和顺重力向(下游)和逆重力向(上游)的动正应力 σ_{dy} 以及指向两岸的动正应力 σ_{dz} ，它们在坝体内的值均很小。坝体内的动剪应力也只在 20 ~ 80 kPa 内变化。地震峰值时刻的这些数值理应为地震期内应力反应最大的值，但因其有深厚覆盖层存在，7.64 s 时反应仍然较小。至于 26 s 时刻地震结束时，地震的输入量已经很小，其反应的应力场应该更小，计算结果的 σ_{dy} 和 u_{dy} 值也证明了上述事实。

对于动孔压场的分析，因其是一个积累过程，7.64 s 时刻的值应小于 26 s 时刻的值。从稳定性角度，应该着重看 26 s 时刻的孔压及孔压比水平。由计算的孔压比的对比可见，坝体内的孔压场非常小，坝基内砂层高程上孔压的最大值分别为 40 和 1 200 kPa，符合分析规律。最大值 1 200 kPa 所对应的孔压比为 0.08 左右，在安全控制范围内。

6 结 论

本文从 D'Alembert 原理出发，根据有效应力原理和渗流连续性条件，建立了动力反应分析与渗流耦合的动力固结方程，动力分析采用了能反映土体体积变形的拟等效弹塑性模型，放弃了现行动力固结方程中所采用的动孔压上升模式，可在震动全过程中跟踪孔隙水压力产生、扩散和消散的发展变化，实现了动力渗流与动力反应分析的真正耦合。以直心墙及坝基截渗墙土石坝为例，采用三维动力固结有限元方法分析了强震区深厚覆盖层上的高土石坝动力稳定问题，计算结果与弹性力学理论分析规律较为吻合，为深厚覆盖层上的高土石坝动力稳

定设计提供了参考依据。

参考文献(References) :

- [1] 张丙印,于玉贞,张建民. 高土石坝的若干关键技术问题[A]. 见:中国土木工程学会第九届土力学及岩土工程学术会议论文集[C]. 北京:清华大学出版社,2003. 163-186.(Zhang Bingyin, Yu Yuzhen, Zhang Jianmin. Some critical technical problems of high earth-rock dam[A]. In: Symposium on the 9th Academy of China Civil Engineering of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering[C]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. 163-186.(in Chinese))
- [2] 张丙印,师瑞峰,王刚. 高面板堆石坝面板脱空问题的接触力学分析[J]. 岩土工程学报,2003,25(3):361-364.(Zhang Bingyin, Shi Ruifeng, Wang Gang. Contact analysis of separation between concrete slab and cushion layer in high concrete face rock fill dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(3): 361-364.(in Chinese))
- [3] 高莲士,汪召华,宋文晶. 非线性 $K-G$ 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.(Gao Lianshi, Wang Zhaohua, Song Wenjing. The application of nonlinear uncoupled $K-G$ model to deformation analysis of high concrete face rockfill dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2001, (10): 1-7.(in Chinese))
- [4] 黄文熙. 高土石坝科研工作中的几个问题[J]. 水利水电技术, 1982, 14(4): 1-10.(Huang Wenxi. Several problems of high earth-rock dam research[J]. Water Resources and Hydro Technology, 1982, 14(4): 1-10.(in Chinese))
- [5] 杨荣. 瀑布沟高土石坝三维非线性分析[J]. 应用基础与工程科学学报, 1995, 3(9): 260-267.(Yang Rong. The 3D nonlinear analysis of Pubugou high earth-rock dam[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 1995, 3(9): 260-267.(in Chinese))
- [6] 朱晟,顾淦臣,林益才. 深覆盖层上混凝土面板堆石坝地震反应分析[J]. 河海大学学报, 1997, (5): 80-85.(Zhu Sheng, Gu Ganchen, Lin Yicai. The earthquake response analysis of concrete face rock fill dam with thick moraine cover[J]. Journal of Hohai University, 1997, (5): 80-85.(in Chinese))
- [7] 周江平,彭雄志,赵善锐. 复杂地基上高土石坝坝体稳定可靠度分析[J]. 西南交通大学学报, 1998, (10): 544-549.(Zhou Jiangping, Peng Xongzhi, Zhao Shanrui. Reliability analysis of the stability of high earth-rock dam in complex foundation[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 1998, (10): 544-549.(in Chinese))
- [8] 党发宁,鞠花,谢定义. 对饱和土动力固结方程的再认识[A]. 见:第六届全国土动力学学术会议论文集[C]. 北京:中国建筑工业出版社,2002. 741-745.(Dang Fa ning, Ju Hua, Xie Dingyi. Review of saturation soil dynamics consolidation equation[A]. In: Proceeding of the 6th Conference of Chinese Soil Dynamics Mechanical Academy[C]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2002. 741-745.(in Chinese))
- [9] 党发宁,鞠花. 粘土心墙土石坝震后破坏的机理分析[A]. 见:中国岩石力学与工程学会第七次学术会议论文集[C]. 北京:中国科学技术出版社,2002. 283-286.(Dang Faning, Ju Hua. Mechanism of the earth-rock dam with clay core destruction after earthquake[A]. In: Proceeding of the 7th National Conference of Rock Mechanics and Engineering[C]. Beijing: China Science and Technology Press, 2002. 283-286. (in Chinese))
- [10] 钱家欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京:中国水利水电出版社,1996.(Qian Jiahuan, Yin Zongze. The Soil Mechanics Principle and Calculation[M]. Beijing: China Water Power Press, 1996.(in Chinese))
- [11] 谢定义. 土动力学[M]. 西安:西安交通大学出版社,1990.(Xie Dingyi. Soil Dynamics[M]. Xi'an: Xi'an Jiaotong University Press, 1990.(in Chinese))