

第6章 土的孔隙水压力

6.1 概述

研究土坡中的孔隙水压力，首先要弄清在哪些情况下可以通过稳定渗流场的分析来计算孔隙水压力，哪些情况下不能简单地通过画流网的办法确定孔隙水压力。在 5 章中已经提到，土体内的孔隙水压力通常是在下面两种情况下产生的。

(1) 孔隙水压力是由水的自重形成的渗流场产生的。这一类问题的一个基本特点是土体的骨架保持不变，因此可以通过稳定或不稳定渗流场的分析计算较好地得到解决。

(2) 孔隙水压力是由作用在土体单元上的总应力发生变化导致的。这一种情况仅发生在压缩性较大、渗透系数较小的土体中。例如，饱和土地基快速开挖或快速填筑，或者均质土坝库水位骤降的情况。此时土骨架的体积和有效应力都存在着一个从起始状态到新状态过渡的过程。而粘性土的渗透系数很小，将水挤出，使土的骨架过渡到新的孔隙比，无法在短期内实现。这样，就可能出现一个随时间消散的附加的孔隙水压力场。这种孔隙水压力，恰是导致许多工程失事的直接原因。要解决这一类孔隙水压力的问题，则需要引入一些经验或理论分析方法。此时，一个简单的、偏保守的方法是假定没有任何水排出，在不排水条件下研究土的孔隙水压力和强度问题。

在上述两种情况下确定孔隙水压的方法构成了在本章详细讨论的主要内容。

6.2 粘性土的孔隙水压力系数

当作用在饱和粘性土体上的总应力产生增量 $\Delta\sigma_1$ 和 $\Delta\sigma_3$ 时，孔隙水压力的变化可以通过下式确定(Skempton, 1954)。

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (6.1)$$

这里，假设土体处于三轴状态，即 $\sigma_2 = \sigma_3$ 。同时，对于饱和土体， $B=1$ 。平均有效应力 p' 和偏差应力 q (或称八面体法向应力和剪应力)为

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (6.2)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (6.3)$$

如 5.3.1 节所述， p' 的增量 $\Delta p'$ 为

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u = \left(\frac{1}{3} - A\right)(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (6.4)$$

对于饱和粘性土,如果在应力发生变化时,假定无体积变化,那么,在知道了土的应力应变关系的条件下,系数 A 理应通过理论分析得到。例如,假定土体为遵守广义虎克定律的弹性体,那么土体的体积变化 ΔV 和 $\Delta p'$ 之间存在着唯一的对应关系:

$$\Delta p' = \frac{K_s \Delta V}{V} \quad (6.5)$$

式中: K_s 为土骨架的体积模量。由于 $\Delta V=0$, 可得 $\Delta p'=0$ 。因此,由式(6.4)知,纯弹性的土体 $A=1/3$ 。

如果土体是遵守某一个相关联流动法则的弹塑性体,那么在 $\Delta V=0$ 的前提下,可以推导出如下表达式(黄文熙, 1989):

$$\Delta u = \Delta p + \frac{K_s \left(\frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial f}{\partial q} \right)}{A^* + K_s \left(\frac{\partial f}{\partial p'} \right)^2} \Delta q \quad (6.6)$$

式中: f 为屈服函数; A^* 为硬化参数 H 的函数,具体表达式参见原文。

比较式(6.6)和式(6.1),可以得到计算孔隙水压力系数 A 的表达式:

$$A = \frac{1}{3} + \frac{K_s \left(\frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial f}{\partial q} \right)}{A^* + K_s \left(\frac{\partial f}{\partial p'} \right)^2} \quad (6.7)$$

土体的孔隙水压力虽然可以通过上述理论途径确定,但是考虑到各种复杂的因素,从工程实用角度看,系数 A 和 B 仍需通过试验来确定(黄文熙, 1989 年)。

对式(6.1)可作如下变换,

$$\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_1 \quad (6.8)$$

其中

$$\bar{B} = B[K_0 + A(1 - K_0)] \quad (6.9)$$

K_0 为静止侧压力系数

$$K_0 = \Delta \sigma_3 / \Delta \sigma_1 \quad (6.10)$$

在土石坝中,可以近似地看作 $\Delta \sigma_1$ 和 $\Delta \sigma_3$ 同步增加或减少, $\Delta \sigma_3 / \Delta \sigma_1$ 基本保持不变,这样, \bar{B} 可视为常数,其值可通过类似应力途径的室内试验测定。

6.3 确定孔隙水压力的理论和方法

6.3.1 基本方程

土石坝各运用期的孔隙水压力的确定,属于渗流和固结分析的专门问题,这里仅回顾一些基本的概念。

在二维问题中,反映流量平衡的微分方程式为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = - \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (6.11)$$

式中: h 为水头; u 为孔隙水压力; t 为时间; e 为孔隙比。

式(6.11)中左边为单位时间流进土体的水量, 右边为单位时间该土体的体积变形。

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + y \quad (6.12)$$

K_x 和 K_y 为 x 和 y 方向的渗透系数; y 为垂直方向坐标值; γ_w 为水容重; e 为孔隙比, e 的变化是由有效应力的增量导致的, 而应力增量需要通过求解反映静力平衡的微分方程式获得。此时的问题, 本质上是固结问题。严格地求解静力和流量平衡, 称为比奥理论。如果对式(6.11)引入一些简化条件, 可得到以下简化情况。

如果骨架的体积压缩模量较大, 可以认为不变形, 则孔隙水压力主要是由水的自重引起坝体内的渗流场确定的。这一类情况相应于稳定渗流期, 或半透水的砂壳在库水位骤降期。此时, 式(6.11)右边为零, 对于满足达西定律的渗流场, 反映流量平衡的微分方程式为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = 0 \quad (6.13)$$

式(6.13)为稳定渗流或骨架不可压缩土体非稳定渗流的拉普位斯方程。结合相应边界条件, 可用有限元法确定坝体各点的孔隙水压力。这方面, 有许多成熟的方法和程序。对于粘性土, 则应考虑式(6.11)的右项, 这就是以下第 6.3.2 和 6.3.3 节要讨论的内容。

6.3.2 太沙基固结理论

1. 基本原理

由于

$$\frac{1}{1+e} \Delta e = m_v \Delta p' = m_v (\Delta p - \Delta u) \quad (6.14)$$

如果我们假定在荷载变化过程中 $\Delta p = 0$, 则有

$$c_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (6.15)$$

式中: m_v 为土的压缩系数。这里假定 $K_x = K_y = K$, 则

$$c_v = \frac{K}{\gamma_w m_v} \quad (6.16)$$

用微分方程式(6.15)和初始条件式(6.1)解渗流场, 称为太沙基(Terzaghi)理论。这一理论的核心是假定荷载变化过程中总应力不变。

2. 太沙基有限元程序 FECP2D-1

程序 FECP2D-1 是一个可用于计算二维土坝和基础孔隙水压力消散的太沙基固结有限元程序, 它是在二维热传导问题基础上开发的。使用有限元固结程序 FECP2D-1 的主要特点如下:

1) 施工的任何阶段坝的横断面任何点上的大主总应力 σ_1 变化都能由有限元总应力分析法求出;

2) 对于出现孔隙水压力的坝体部分, 固结分析和总应力分析可以使用相同的有限单元网格;

3) 在分析中, 很容易模拟复杂的几何、边界条件和非均匀材料分布;

4) 由于计算初始孔隙水压力的总应力取决于有限元应力分析, 因而不需要对总应力的分布作简化假定。

程序 FECP2D-1 由一个主程序和四个子程序组成, 主程序和每个子程序逻辑的功能简单介绍如下。

(1) 主程序: 调用子程序, 读每个施工和停工阶段所需要的数据, 并输出计算结果。

(2) 子程序 GENER: 读单元和节点数据, 并形成所有的有限元网格, 计算方程数和半带宽。

(3) 子程序 ASEMB: 形成流动向量, 调子程序 ELMAT, 获得单元传导矩阵并组装成总传导矩阵, 修正的总流动向量和总传导矩阵使其满足特定的孔隙水压力边界条件。

(4) 子程序 ELMAT: 形成每个单元的传导矩阵, 并返回到 ASEMB 子程序。本程序使用具有线性孔隙水压力函数的三角形单元。

(5) 子程序 SOLVE: 采用标准的高斯消去法求解方程, 如果几何条件, 时间间隔和 c_v 保持不变, 利用相同的减化总传导矩阵可求解不同的流动向量的方程, 这一过程会节省大量的计算时间。

下面通过两个例题对程序进行考核。

[例 6.1] 与 Koppula and Mogenstern (1972)算例比较。

为了验证程序的可靠性和计算精度, 应用如图 6.1 所示的模型和 Koppula and Mogenstern 的有限差分法进行对比(Eisenstein, 1976)。所用参数、初始边界条件见图 6.1, 所需其它参数通过前面和下面关系得到:

$$m_v = \frac{(1+\nu')(1-2\nu')}{E'(1-\nu')} \quad (6.17)$$

$$E = \frac{(1-\nu')}{(1+\nu')} E' \quad (6.18)$$

式中: m_v 为一维压缩系数; c_v 为固结系数; E 为关于总应力的杨氏模量; 泊松比 $\nu'=0.49$ 。

不同时段固结度计算结果和有限差分法对比如图 6.2 所示, 可见结果精确度较高。

[例 6.2] 与 Gibson(1958)算例比较。

某水坝的平面计算有限元模型如图 6.3 所示(Eisenstein, 1976), 所作假定为: 坝高 300ft^①, 分为厚度相等的 10 层单元。坝体分层连续填筑, 速率为 10ft/月。坝壳料和心墙料具有不同的弹性模量和相同的容重, $\gamma=140\text{lb/ft}^3$, 泊松比 $\nu'=0.35$ 。

为了对比由不同的荷载转移引起的孔压分布, 制定了如下 4 种方案:

^① 本例原文使用的单位为英制, 1ft=0.305m, 1lb=4.448N。

- 1) 心墙中大主应力等于上覆压力增量即 $\Delta\sigma_1 = \gamma\Delta h$ ，该方案无需总应力分析；
- 2) 坝壳料和心墙料采用相同的弹性模量，即 $E_{\text{坝壳}} = E_{\text{心墙}} = 1000 \text{ ksf}$ ；
- 3) 坝壳的弹性模量是心墙的 5 倍，即 $E_{\text{坝壳}} = 5E_{\text{心墙}} = 5000 \text{ ksf}$ ；
- 4) 坝壳的弹性模量是心墙的 10 倍，即 $E_{\text{坝壳}} = 10E_{\text{心墙}} = 10000 \text{ ksf}$ 。

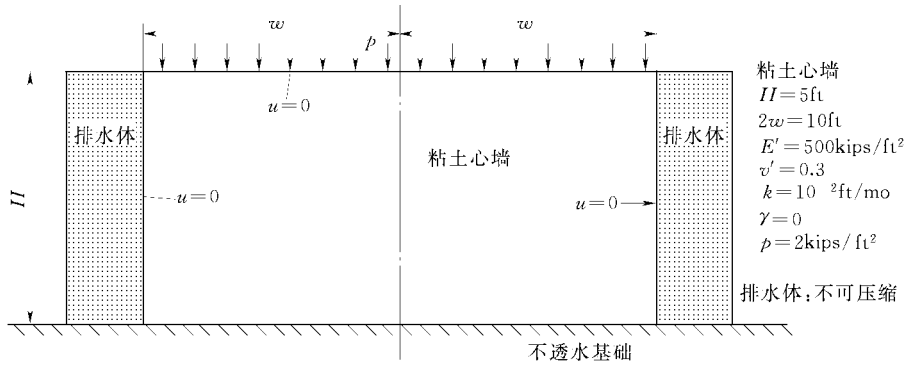


图 6.1 两边排水的矩形粘土心墙

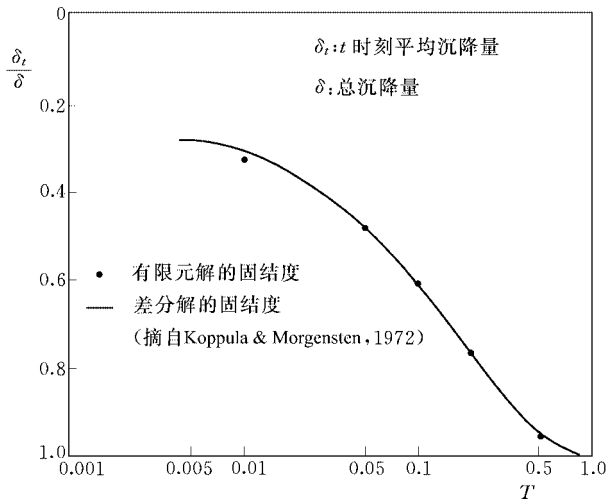


图 6.2 矩形粘土心墙的固结计算结果

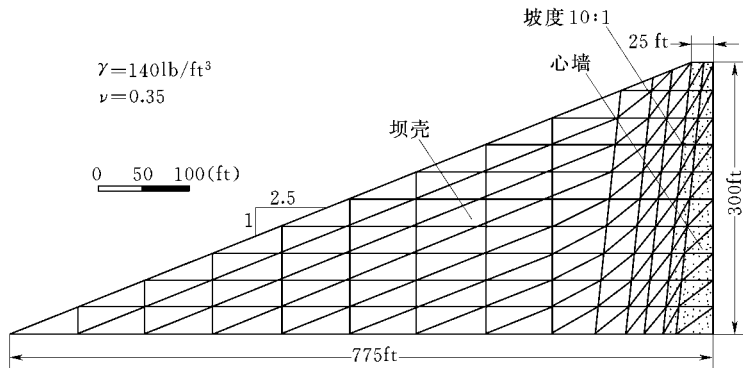


图 6.3 分区坝有限元模型

心墙的固结系数 c_v 为 $50\text{ft}^2/\text{月}$, 孔压系数 \bar{B} 为 0.5。图 6.4 给出了不同方案在竣工时中央心墙的孔压分布图。

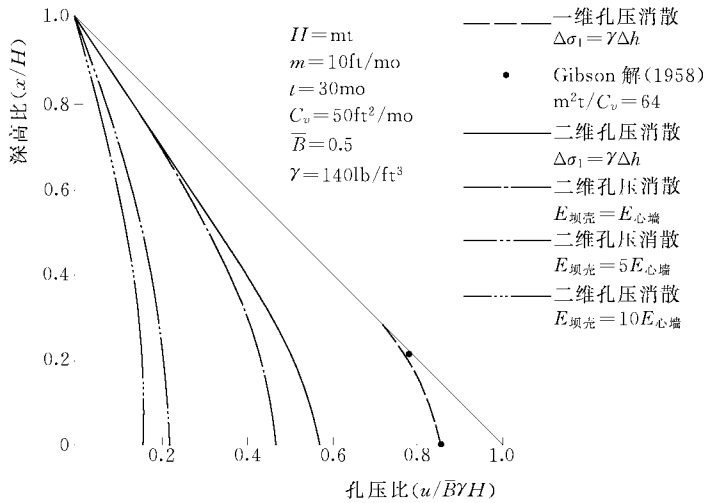


图 6.4 不同方案在竣工时中央心墙的孔压分布图

从图中可以看出, 不同的荷载转移对产生坝体内的孔压的影响是明显不同的。计算结果方案 2) 和 3) 差异最大, 表明荷载转移在心墙料和坝壳料的杨氏模量较小比率时差异较大。同时, 当 $E_{\text{坝壳}} > 5E_{\text{心墙}}$ 时, 心墙中的总应力减小得较慢, 因此方案 3) 和 4) 的结果差别较小。

6.3.3 比奥固结理论

1. 基本原理

上面提到, 太沙基理论的核心是假定荷载变化过程中总应力不变。如果不作这一假定, 则式(6.11)右边孔隙比的变化需要引入应力应变关系来确定。这一项是由有效应力的增量导致的, 然而, 此值在不知道式(6.11)左侧的孔隙水压力变化的条件下, 是无法确定的。在岩土工程数值计算中, 这类将土的应力应变分析和渗流分析“耦合”的问题称为比奥(Biot)的理论。通常采用有限元法来求解这类问题, 可参阅有关论文(Sandhu and Wilson, 1969; Hwang, and Morgenstern, 1971; 陈祖煜, 1985)。本节简要介绍其基本理论, 在第 9 章中将介绍采用有限元求解这类问题的数值方法。有关渗流、固结和应力应变有限元方法的全面论述将在其它专著中介绍(陈祖煜, 2003)。

设某一土体在自重(包括土体中的水重)作用下, 在初始时刻 $t=0$ 时处于有效应力场 $\{\sigma'_0\}$ 和孔压 u_0 状态。此时土体的位移和应变作为计算参照点, 设为零。如果此时受到外荷载的作用, 则土体将产生附加位移, 同时还将产生附加的有效应力和孔隙水压力。新建立的孔压场将改变原有的渗流流速, 一部分水从土中挤出。随着时间推移, 孔隙水压力和有效应力不断变化直至最后形成一个与外荷平衡的稳定的 $\{\sigma'\}$ 和 u 。建立一个 y 坐标向上的坐标系, 在此过程中的任一时刻 t , 土体应同时满足静力平衡、变形相容和渗流平衡, 其微分方程和相应边界条件描述如下。

(1) 静力许可的应力场。在弹性力学中已经熟知

$$[\partial]\{\sigma\} = \{f_b\} \quad (6.19)$$

其中

$$\{\sigma\}^T = (\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}) \quad (6.20)$$

$$\{f_b\}^T = (0, -\gamma_s) \quad (6.21)$$

式中: $\{\sigma\}$ 为总应力; $\{f_b\}$ 为单位体积力; γ_s 为土的实际容重, 对于饱和土体即为饱和容重; $[\partial]$ 是一个用矩阵表示的偏微分算子符号

$$[\partial] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (6.22)$$

对饱和土体, 总应力和有效应力的关系为

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{a\}u \quad (6.23)$$

式中: u 为孔隙水压力; $\{a\}$ 由下式定义:

$$\{a\}^T = (1, 1, 0) \quad (6.24)$$

上标 T 表示转置矩阵。

由于达西定律是对水头 h 而言的, 我们把式(6.23)中的 u 改为 h , 根据定义

$$h = -\frac{u}{\gamma_w} + y \quad (6.25)$$

得知

$$u = -\gamma_w(h - y) \quad (6.26)$$

这里需要注意, 在有限元计算中, 压应力一概被处理成负的, 故具有压力性质的孔压也被处理成负的。

将式(6.23)、式(6.26)代入式(6.19), 得到

$$[\partial]\{\sigma'\} - \gamma_w[\partial]\{a\}(h - y) = \{f_b\} \quad (6.27)$$

(2) 变形相容的位移场。位移场 $\{W\}^T = (W_x, W_y)$ 代表了物体中任意一点在 x 和 y 方向的位移。当应变很小时, 位移和应变满足下式:

$$\{\varepsilon\} = [\partial]^T \{W\} \quad (6.28)$$

式中: $\{\varepsilon\}$ 为应变矢量

$$\{\varepsilon\}^T = (\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}) \quad (6.29)$$

位移场的边界条件要求, 在所研究物体的一般边界 s_2 上满足下式:

$$\{W\} = \{\bar{W}\} \quad (6.30)$$

式中: $\{\bar{W}\}$ 为 s_2 上已知或设定的位移约束条件。

(3) 本构关系。应力场 $\{\sigma'\}$ 和应变场 $\{\varepsilon\}$ 通过本构关系联系起来。对于弹性体,

$$\{\sigma'\} = \{\Delta\sigma'\} + \{\sigma'_0\} \quad (6.31)$$

其中

$$\{\Delta\sigma'\} = [C]\{\varepsilon\} \quad (6.32)$$

$[C]$ 为根据广义虎克定律建立起来的刚度矩阵, 它是对称的。从现在开始, $\{\varepsilon\}$ 均指由荷载增量引起的应变增量。

(4) 流量连续条件的渗流场。按达西定律, 水在土孔隙中的流速矢量 $\{V\}$ 满足下式:

$$\{V\} = -[K]\{\nabla\}h \quad (6.33)$$

其中

$$\{V\}^T = (V_x, V_y) \quad (6.34)$$

$$\{\nabla\}^T = \left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right) \quad (6.35)$$

$[K]$ 为渗透系数矩阵, 对渗流各向异性的土体

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} \end{bmatrix} \quad (6.36)$$

$[K]$ 是对称矩阵, 渗流主轴恰为 x 和 y 坐标轴。

连续条件要求, 某一时段内, 流出单位土体的水量 $\{\nabla\}^T \{V\} \Delta t$ 加上水的压缩量 $-\frac{1}{Q} \Delta u$ 等

于土体的压缩量 $-\varepsilon_v = -(\varepsilon_x + \varepsilon_y)$, 可表达为

$$\{\nabla\}^T \{V\} + \{a\}^T \frac{\partial}{\partial t} \{\varepsilon\} - \frac{1}{Q} \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (6.37)$$

式中: Q 为不饱和土体的压缩模量, 当土体饱和并假定水不可压缩时, $1/Q$ 为零。

将式(6.26)、式(6.33)代入式(6.37), 得

$$-\{\nabla\}^T ([K]\{\nabla\}h) + \{a\}^T \frac{\partial}{\partial t} \{\varepsilon\} + \frac{\gamma_w}{Q} \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (6.38)$$

式(6.38)是一个含对 t 微分的方程。求解微分方程通常是在 (t_0, t) 时段内通过积分实现的, 因此我们引入卷积的定义。设 u 和 v 为空间座标 x 和时间坐标 t 的函数, 则定义卷积(Mikusinski, 1959):

$$u * v = \int_{t_0}^t u(x, t - \tau) v(x, \tau) d\tau \quad (6.39)$$

可得

$$-\{\nabla\}^T ([K] * \{\nabla\}h) + \{a\}^T \{\varepsilon\} + \frac{\gamma_w}{Q}(h - h_0) = 0 \quad (6.40)$$

(5) 应力的边界条件。应力场的边界条件要求在所研究物体一段边界 s_1 满足下式:

$$[\bar{T}] = [N]\{\sigma'\} + [N]\{a\}u \quad (6.41)$$

式中: $\{\bar{T}\}^T = (\bar{T}_x, \bar{T}_y)$ 为作用在 s_1 上已知的单位面积上的力; $[\partial]$ 在式(6.22)中定义;

$$[N] = \begin{bmatrix} n_x & 0 & n_y \\ 0 & n_y & n_x \end{bmatrix} \quad (6.42)$$

将式(6.26)代入式(6.41), 得

$$\{\bar{T}\} = [N]\{\sigma'\} - [N]\{a\}\gamma_w(h - y) \quad (6.43)$$

(6) 渗流场的边界条件。渗流场的边界条件可分为以下三类:

第一类边界条件。在所研究的物体边界面 s_3 上, 水头满足下式:

$$\bar{h} = h \quad (6.44)$$

式中 \bar{h} 为设定的水头值。

第二类边界条件。在所研究的物体边界 s_4 上, 流量满足下式:

$$\bar{q} = \{V\}^T [N] = -\{\nabla\}^T h [K] \{n\} \quad (6.45)$$

同样, 对式(6.45)在时段 (t_0, t) 内积分, 得

$$g * \bar{q} = -\{\nabla\}^T h * [K] \{n\} \quad (6.46)$$

式中: $g = 1$; \bar{q} 为 s_4 上设定的流量强度;

$$\{n\}^T = (n_x, n_y) \quad (6.47)$$

第三类边界条件。所研究的边界为渗流场的自由面。

此时, 自由面上各点的孔压为大气压, 故应满足式(6.44), 其中

$$\bar{h} = y - y_0 \quad (6.48)$$

式中: y_0 为位置水头的参照高程。

同时, 在自由面法线方向没有流量, 故又应满足式(6.45), $\bar{q} = 0$ 。但是, 自由面的位置通常是未知的, 需要在满足这两个条件的情况下予以确定, 常需迭代解决。

固结问题的数学提法是, 在体力 $\{f_b\}$ 和边界上面力 $\{\bar{T}\}$ 的作用下, 求满足微分方程式(6.27)、式(6.28)、式(6.31)、式(6.40)和边界条件式(6.30)、式(6.43)、式(6.44)、式(6.46)、式(6.48)的位移场 $\{W\}$ 和水头场 h 。通常用有限元求解这些偏微分方程组边值问题。在第 9 章, 将简要讨论具体的求解方法。

2. 比奥固结分析有限元程序 CON2D

CON2D 是一个用于分析饱和土及非饱和土的应力、位移和孔压的平面应变有限元程序。它求解土体渗流和变形耦合的固结问题,能计算土体在排水、部分排水或完全排水条件下的变形和孔隙水压力。CON2D 可用于模拟坝体施工期、蓄水期直至稳定渗流情况下的固结过程以及地基土在回填、建筑物荷载以及储油罐等外力作用下的固结过程。此外,它还能够模拟开挖过程以及支撑结构的设置和撤除。并可以利用杆单元来模拟加筋土结构以及利用梁单元来模拟防渗墙等结构。

CON2D 程序最初由 Chang 和 Duncan 于 1977 年采用 Fortran 语言编制,其后历经多次改进:1981 年 Duncan, Orazio, Chang, Wong and Namiq, 1987 年 Schaefer and Duncan, 1990 年 Orazio 分别进行了改进工作。

中国水利水电科学研究院对 CON2D 的源代码进行了大量的分析和测试工作,改正了源代码中一些产生重要影响的错误(陈祖煜, 1985)。这些修正获得了程序编者 Duncan 教授本人的确认,并且在 CON2D 版本中加入了相应这些修正的源代码,并在注释行中注明系由本书作者提供。改进后的 CON2D 能够执行以下功能:

- 1) 进行大规模高效率的有限元计算;
- 2) 提供多种本构模型供实际工程选用;
- 3) 模拟施工、蓄水过程及其后水位涨落变化;
- 4) 对各级荷载按均分比例进行加载;
- 5) 按双线法计算浸水湿化变形;
- 6) 处理施工及蓄水过程中复杂的边界条件;
- 7) 模拟坝体内部细砂砾石排水层的设置;
- 8) 模拟混凝土防渗墙与周围土体的接触特性等。

经过多次改进和修正后, CON2D 具有如下功能特点:

(1) 在计算模型及单元类型上, CON2D 用于平面应变计算,块体单元类型为四边形等参单元及退化的三角形单元。单元结点数目可设置为 4~8 个。接触面单元为两结点单元。

(2) 在材料应力应变关系上,材料应力应变关系模型包括:线弹性模型,邓肯一张的 E-B 模型、修正剑桥模型以及刚塑性接触面模型。

(3) 在非线形有限元方法上,程序采用工程中应用最广泛的中点增量法进行非线性计算。对每一个荷载增量,程序进行两次计算,利用中点应力状态确定模量矩阵。对每个荷载增量,还可按比例划分为若干微增量进行加载,使得对施工过程的模拟更为准确。

(4) 在存储机制上,程序采用动态内存分配机制,根据计算规模自动确定内存需求量并进行动态分配。数据交换文件采用二进制格式保证高速读写操作。

3. 工程应用实例之一——小浪底大坝心墙施工期孔隙水压^[25]

小浪底水利枢纽工程位于黄河中游最后一段峡谷的出口处,上距三门峡大坝 130km。拦河大坝为壤土斜心墙堆石坝,设计最大坝高 154m。心墙由粉质壤土组成,防渗墙顶端设有高塑性土区,坝壳由堆石体组成。河床段坝基处于深厚砂砾石之上。大坝典型剖面详见图 6.5,建立平面有限元模型如图 6.6。

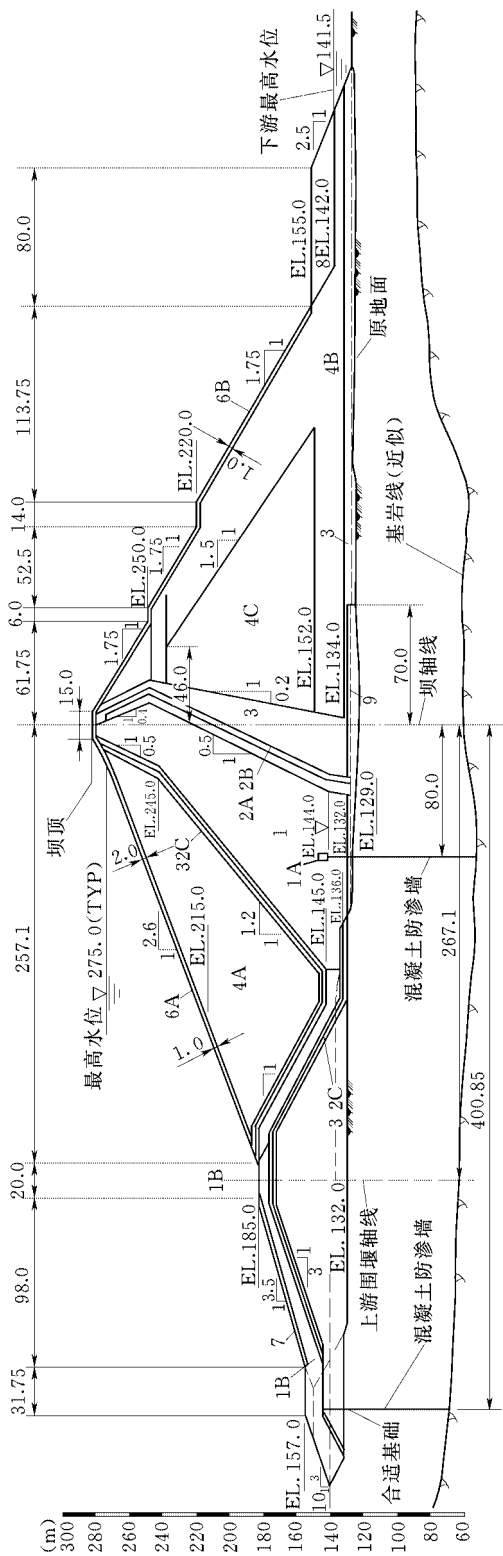


图 6.5 小浪底大坝典型剖面 (单位: m)

分区: 1, 1B 为粘土; 1A 为高塑性粘土; 2A 为下游第一层反滤; 2B 为下游第二层反滤; 2C 为反滤; 3 为过滤料; 4A, 4B, 4C 为堆石; 5 为掺和料; 6A, 6B, 6C 为护坡块石; 7 为堆石护坡; 8 为石渣; 9 为回填砂卵石; 10 为上游铺盖

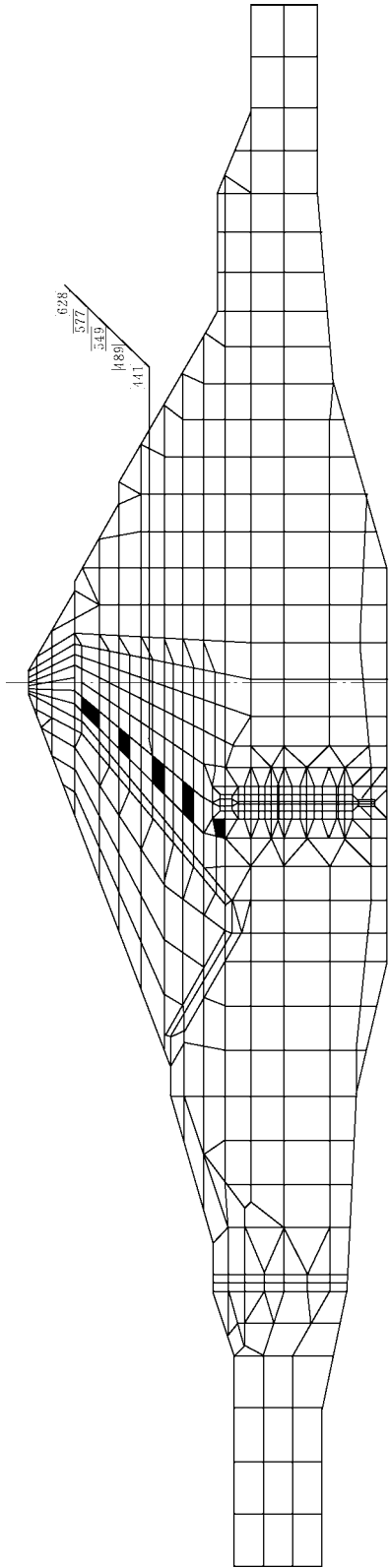


图 6.6 有限元计算网格剖分

土石坝心墙在上坝碾压后,其饱和度已达到 90%–92%,而防渗材料的渗透系数一般都很小。随着上覆坝体在施工过程中的不断升高,坝的心墙孔隙水压力将迅速增高,如果坝体内的有效应力不能随着上覆荷重的增加而增加,那么当水库蓄水至一定高度后,心墙内就可能存在水力劈裂的危险。所以,对于高土石坝,有必要对施工期的孔隙水压力的消散进行分析计算。为确保大坝安全,并为大坝施工期和蓄水期运行决策提供必要的技术支持。

在上坝土料的应力—应变—强度特性、渗透和固结特性等全面试验研究的基础上,使用 CON2D,可以对坝体进行弹塑性应力变形计算和固结分析,包括大坝堆石体、防渗墙的应力及变形分布和斜心墙的变形、孔隙水压力增长及消散和有效应力状态计算等。小浪底坝体材料的组成比较复杂,需要采用不同的本构模型以反映各种材料的物理力学特性。例如,分别对堆石料和心墙土与高塑性土采用了邓肯—张的 E-B 模型和扩展剑桥模型,并且使用接触面模型模拟混凝土防渗墙和土体之间的连接关系。心墙粘土和高塑性土的剑桥模型参数试验和拟合的具体方法和成果在其它专著中介绍(陈祖煜, 2003)。

实际计算中考虑了大坝施工过程及水位变化,有限元网格划分参见图 6.6。单元总数为 679 个,结点总数为 1000 个,自由度总数为 2605 个。在防渗墙与周围土体之间设置两结点接触面单元共 74 个,并独立编号。

从大坝斜心墙在竣工蓄水后各个时期的孔隙水压力等值线图中可以看出斜心墙内部孔隙水压力场在上游库水作用下逐渐变化直至形成稳定渗流的过程。其中大坝斜心墙在竣工、竣工 3 个月后蓄水到 250m 高程时以及竣工后 5 年的孔隙水压力等值线见图 6.7、图 6.8 和图 6.9。

竣工蓄水时心墙最大孔隙水压力约为 125m 水柱,出现在斜心墙下部位于主防渗墙上游侧的一块区域,在防渗墙顶部高塑性土一带,孔隙水压力约为 105m 水柱。在斜心墙上游侧一带,大坝蓄水时库水压力的等间距等值线已经波及斜心墙内部,孔压呈现“拱型”的等值线,说明斜心墙内部的孔隙水压力场已经受到上游库水压力的影响,而在斜心墙中央及下游侧,孔隙水压力场的分布尚未受到上游库水的影响(图 6.7)。蓄水后随着固结时间的增长,斜心墙各处的孔压值逐渐减小直至趋于稳定,防渗墙顶部高塑性土一带的孔隙水压力基本处于 50m 水柱左右的一个水平上(图 6.8)。

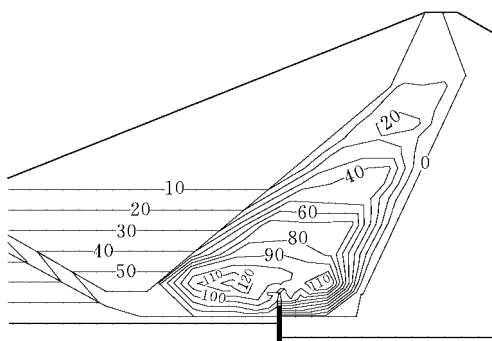


图 6.7 竣工蓄水时的孔压等值线 (单位: kPa)

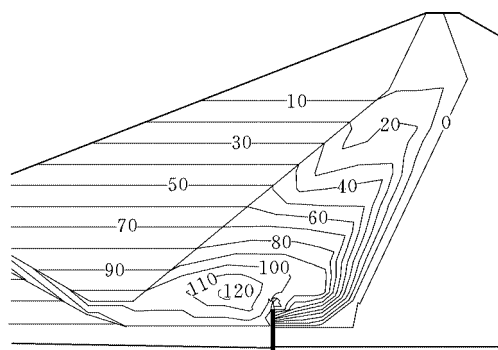


图 6.8 竣工 3 个月后蓄水到 250m 高程时的孔压等值线 (单位: kPa)

为判断最大孔隙水压力出现的阶段,在斜心墙中央不同高程选取了6个具有代表性的单元来分析其孔隙水压力随时间的变化过程,这6个单元编号依次为E397(高塑性土中心),E441, E489, E549, E577, E628,其具体位置见图6.6所示。图6.10为该6个单元的孔隙水压力随坝体填筑高度和时间变化的过程,从图中可见,各单元的最大孔隙水压力基本上都发

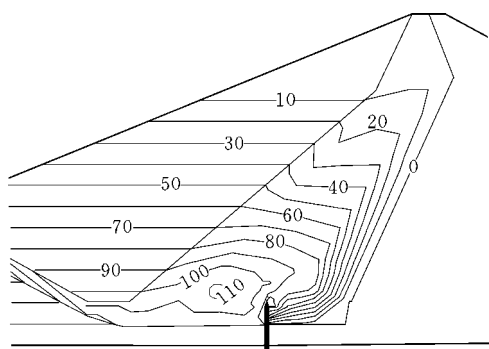


图 6.9 250m 水位竣工蓄水 5 年后的孔压等值线
(单位: kPa)

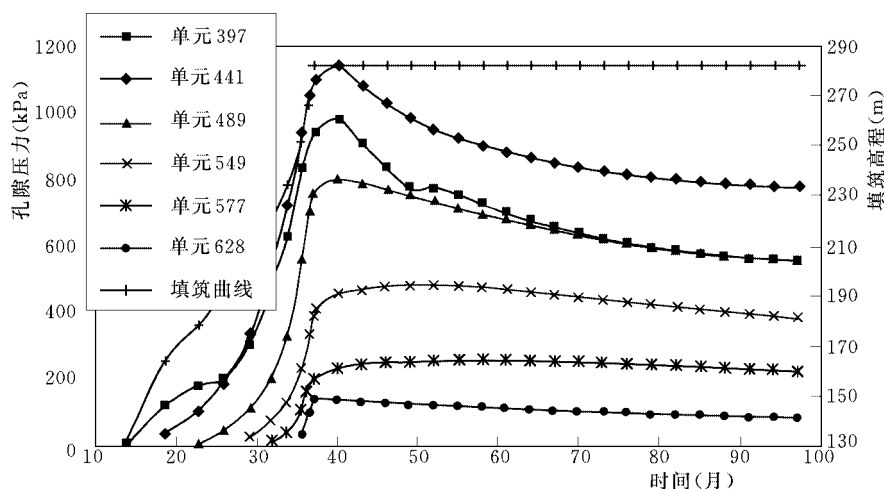


图 6.10 250m 水位代表性单元的孔压历程

从孔隙水压力的变化历程可以比较合理地判断形成稳定渗流的时间。由图 6.10 可以判断,大约在蓄水以后 2.5 年,孔隙水压力已消散至稳定状态。因此可以认为蓄水以后两年半左右稳定渗流即已形成。

有关应力和变形的计算成果将在第 9 章介绍。第 7 章[例 7.1]介绍使用计算所得孔压进行小浪底大坝施工期坝坡稳定的有效应力分析成果。

4. 应用实例之二——务坪水库坝基施工期孔隙水压力

务坪水利枢纽工程位于云南省华坪县,工程以灌溉、防洪为主要目的。坝址区工程地质条件极其复杂,图 6.11 为地质情况和坝体剖面。49.0m 高的心墙堆石坝修建于滑坡堆积体和湖积层软基共同组成的地基上。其中湖积层软基位于坝轴线上游,是由滑坡体壅塞河道而逐渐沉积形成。湖积层软土的工程性质极差,孔隙比在 1.5~2.0 之间,天然含水量最高达 136%,饱和快剪强度 σ' 仅为 7~10 度,有机质含量高达 9%~15%。

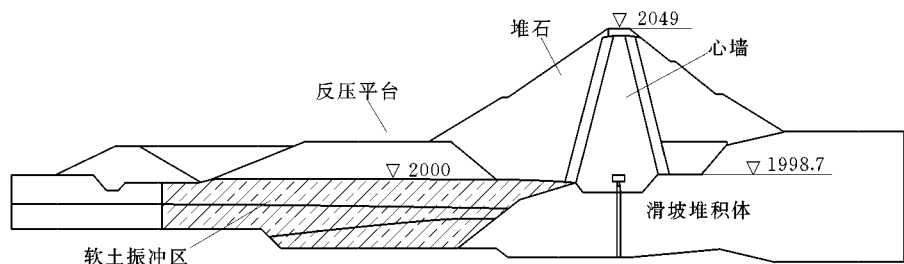


图 6.11 务坪工程大坝剖面示意图

实际工程采用碎石桩对 15123m^2 的软基进行了振冲处理，布置潜水电机 75kw 和 30kw 两种振冲器的碎石桩。碎石桩呈三角形分布，30kw 区桩距 $D=1.8\text{m}$ ，75kw 区桩距 $D=2.0\text{m}$ ，设计置换率 40%。在处理软基的上方建造 14.0m 高的堆石反压平台，既进行预压固结，又作为坝体的一部分提高抗滑稳定性。

由于计算采用的是平面应变条件，而碎石桩桩体具有排水砂井的功能，因此需要根据碎石的置换率和砂井固结理论对碎石桩进行等效转换，将不连续的碎石桩转化为平面应变条件下的连续碎石墙。即在保证变换前后地基中同一深度处平均固结度不变的前提下，改变土体的渗透系数和/或碎石墙之间的距离。根据等效后的碎石墙厚度和间距划分有限元计算网格如图 6.12。根据大量现场和室内试验总结的主要计算参数（剑桥模型，参见第 2.4 节）也列在中。

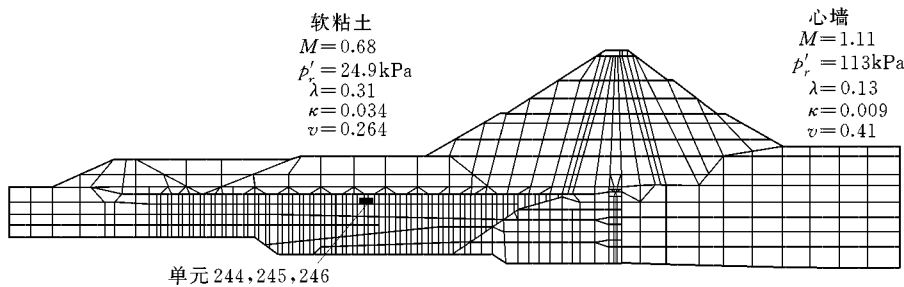


图 6.12 有限元网格和主要参数

由于软基底部是一些渗透系数较大的粉砂，因此其中产生的超静孔压很小，最大值只有 10kPa 左右。超静孔压最大值出现在软基的中部，选择反压平台中心下不同位置的单元分别为远离碎石桩的土体 246 号单元、邻近碎石桩的土体单元 245 号和碎石桩 244 号单元（单元位置见图 6.12），绘制孔压随时间变化的曲线如图 6.13。

从图中可以看出，离开坝轴线较远的单元最大孔隙水压力发生在反压平台竣工的时候，软基底部单元最大超静孔压超过 300kPa。随着时间的推移，半年以后，超静孔压基本消散，在约 14 个月后，超静孔压已经接近完全消散。由于所选单元离大坝的主体有一定的距离，其后坝体的填筑对该部分单元的影响较小，产生的超静孔压很小，最大值为 25kPa。

绘制反压平台竣工时和半年后的孔压等值线见图 6.14，从图中可以清晰地看出反压平台竣工时的超静孔压，由于碎石桩单元没有超静孔压，所以形成了典型的锯齿形。而半年后锯齿形基本消失，说明超静孔压已经消散。

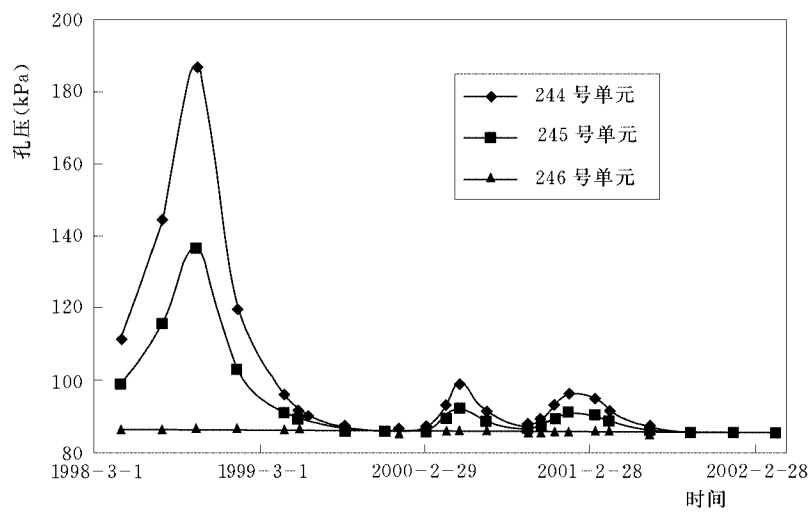


图 6.13 软基中部单元排水固结过程

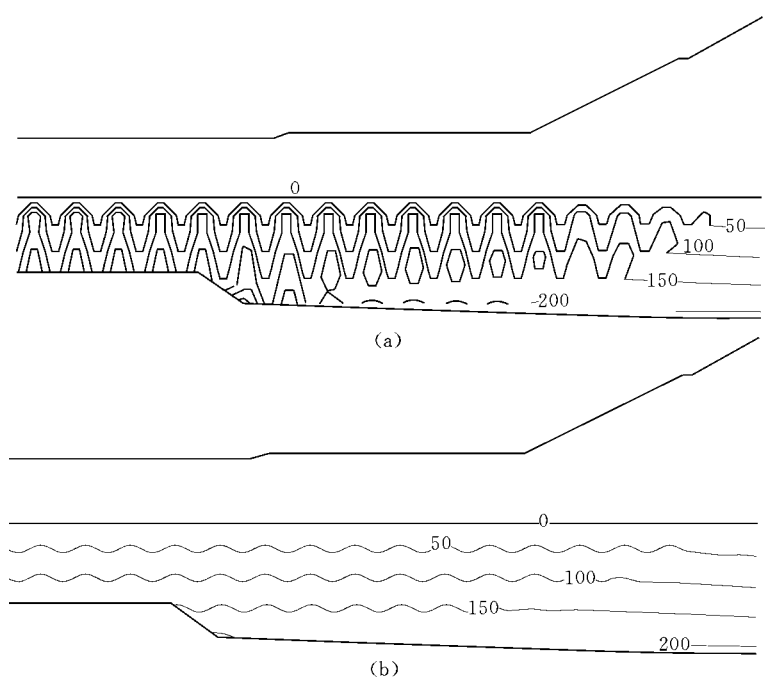


图 6.14 反压平台竣工半年后的孔压等值线图

(a)竣工时; (b)竣工半年后

心墙部分的最大孔压值出现在坝体竣工时, 由于施工时间较长, 心墙中的超静孔压在施工过程中就有所消散, 产生的最大孔压不是很大, 心墙底部 2006m 高程的单元的最大超静孔压值约为 100kPa。3 年后, 心墙部分的超静孔压基本消散。

根据计算出的孔隙水压力分布成果, 分析坝坡稳定性, 其成果如图 6.15 所示。有关应力和变形的计算成果将在第 9 章介绍。

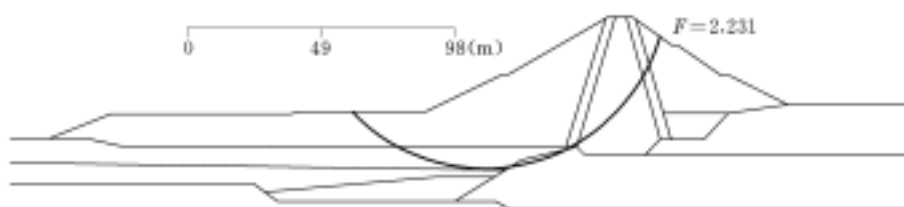


图 6.15 务坪水库施工期坝坡稳定分析成果

6.4 确定土石坝各运用期孔隙水压力的经验方法

6.4.1 概述

第 6.3 节介绍了通过理论分析的方法确定土中孔隙水压力的方法。鉴于这些方法在模拟土体的实际行为方面的局限性及相应参数所包含的不确定性，目前还很难单独依靠这些纯理论分析的途径来完全解决孔隙水压力的问题。在工程实践中，还广泛采用经验方法和现场实测等手段来确定孔隙水压力。

本章简要介绍确定土石坝各运用期孔隙水压力的经验方法。

6.4.2 施工期

土石坝施工期的孔隙水压力问题，主要分为两大类，一类为土石坝防渗体填筑过程中孔压的增长和消散问题，另一类为坝基饱和粘性土的孔隙水压。

土石坝防渗体在施工期处于非饱和状态，孔隙水压力的产生和消散是个非常复杂的过程。影响孔隙水压力的因素有：填筑含水量、上覆荷重、排水条件、施工过程和速率、土料本身的压缩、渗透性能。确定孔隙水压力的经验有以下几个：

(1) 在试验室制备与现场土样有相同含水量和压实度的试样，模拟现场可能出现的总应力途径进行不排水试验，测出孔压，按式(6.1)整理出孔隙水压力系数，用于计算。

采用美国垦务局推荐的希尔夫方法，该方法是建立在波义尔定律基础上的单向压缩分析方法(Hilf, 1948, 1965)。

$$u = p_a \Delta / (V_a + 0.02V_w \Delta) \quad (6.49)$$

式中： u 为附加孔隙水压力，磅/(英尺)； P_a 为绝对大气压，磅/(英尺)，海平面为 14.7； Δ 为相对于初始体积的压缩量，百分数； V_a 为相对于初始体积的压缩后的空隙中的自由气体体积，百分数； V_w 为空隙水，相对于初始体积。

(2) 根据已建工程的实测资料，进行工程类比，确定孔隙水压力系数。Sherman 和 Clough (1968)曾受美国陆军工程师团委托，对美国和其它国家已建 43 座土坝的孔压资料进行汇总分析，如表 6.1，可供参考。图 6.16 至图 6.19 为日本“最新土石坝工程”一书介绍的一些实测资料(社团法人电力技术协会，1981)。

表 6.1 施工期实测孔隙水压工程实例 (Sherman and Clough, 1968)

编号	坝 名	地点	坝高		心墙材料特性			标准压实		在最大孔压系数附近的现场压实功能				最大孔压	
			(ft)	土类型	粘粒 含量	塑性 指数	渗透系数 10 ⁸ (cm/s)	最大 干容重 (lb/ft ³)	最优含 水量 (%)	干容重 γ (lb/ft ³)	γ 与 γ_s 比值(%)	含水量 (%)	大于或小 于最优含 水量	竣工期最大 孔压系数	处的上覆 土柱高 (ft)
1	Table Rock	Ark.	150	CL	69	18		113.3	14.2	116.0	102	16.2	+2.0	51	90
2	Blakely Mountain	Ark.	230	SL-CL	55	10	8	118.0	12.5	113.0	96	13.9	+1.4	18	200
3	Otter Brook	N. H.	130	SM-SC	40	11	10	125.7	11.3	120.0	95	14.3	+3.0	65	94
4	Mad River	Conn.	178	SM-SC	42	6	500	128.2	10.0	126.9	100	11.0	+1.0	44	40
5	North Hartland	Vt.	175	CL-ML		4	100	127.5	9.5	132.0	104	9.6	+0.1	19	60
6	Pomme de Terre	Mo.	155	CL	63	15	30	108.3	14.5	105.0	97	18.0	+3.5	59	61
7	Hills Creek	Oreg.	300	MH	55	22	17	115.0	14.0	115.0	100	15.6	+1.6	52	106
8	Dewey	Ky.	118	CL	70	21		102.0	21.0	101.0	99	24.2	+2.6	27	85
9	Tezarkana	Tex.	80	CH	66	40	1	101.0	20.0	99.6	99	20.0	0.0	0	
10	Ferrell's Bridge	Tex.	77	CH-CL	63	27	570	106.0	19.8	105.0	99	20.1	+0.3	0	
11	Anderson Ranch	Idaho	360	SC	33	14	36.0	119.9	13.0	121.2	101	12.5	-0.5	71	173
12	Green Mountain	Colo.	310	SC	20	8	19.0	132.2	8.9	132.2	100	8.4	-0.5	59	94
13	Granby	Colo.	297	SC	27	8	38.0	127.0	10.0	126.8	100	9.6	-0.4	66	148
14	Davis	Ariz.	193	CL	60	13	0.3	113.6	15.2	112.2	99	15.5	+0.3	41	140
15	O'Sullivan	Waxh.	210	SM	37		22.0	108.9	17.4	107.9	99	15.7	-1.7	14	25
16	Spring Canyon	Colo.	217	CL	70	14	12.0	112.3	14.2	111.6	99	11.7	-2.5	14	142
17	Boysen	Wyo.	200	GM-SM	20	5	220.0	123.7	11.4	125.4	101	10.8	-0.6	35	60
18	Jackson Gulch	Colo.	167	CL	75	21	11.0	100.4	21.4	100.7	100	18.9	-2.5	5	115
19	Cedar Bluff	Kan.	130	CL	54		8.0	113.5	13.9	112.7	98	12.9	-1.0	2	33
20	Deer Creek	Utah	156	CL	52	9	2.0	111.1	15.5	110.6	99	15.1	-0.4	17	22
21	Alcova	Wyo.	150	CL									0.0	35	53

注 本例原文使用的单位为英制, 1ft=0.305m, 1lb=4.448N。

续 表

编号	坝名	地点	坝高 (ft)	心墙材料特性			标准压实		在最大孔压系数附近的现场压实功能				最大孔压 处的上覆 土柱高 (ft)		
				土类型	粘粒 含量	塑性 指数	渗透系数 10 ⁻⁸ (cm/s)	最大 干容重 (lb/ft ³)	最优含 水量 (%)	干容重 γ (lb/ft ³)	γ与γ _s 比值(%)	含水量 (%)		大于或 小于最 优含水 量	峻工期最大 孔压系数
22	North Coulee	Wash.	146	ML	87	2	2.0	103.0	18.2	101.8	99	15.7	-2.5	4	35
23	Valletio	Colo.	127	SC-CL	49	1	7.0	123.2	11.5	123.2	100	12.2	+0.7	71	54
24	Shade Hill	S. Dak.	127	SC	25	10	37.0	123.3	12.4	122.4	99	11.4	-1.0	5	25
25	Bonny	Colo.	124	ML	88	2	35.0	105.9	16.2	106.9	101	15.4	-0.8	6	25
26	Grassy Lake	Wyo.	110	SM	31	2	23.0	116.7	11.4	116.3	100	10.8	-0.6	37	50
27	Medicine Creek	Nebr.	106	ML	93	1	20.0	107.7	17.3	105.0	97	16.3	-1	4	43
28	Heart Butte	N. Dak	108	CL	61	9	22.0	117.1	14.8	115.3	98	13.6	-1.2	3	75
29	Long Lake	Wash.	94	ML	56	2	81.0	105.2	18.7	104.3	99	16.2	-2.5	2	92
30	Enders	Nebr.	93	ML	53	1	31.0	111.5	14.5	111.6	100	13.2	-1.3	10	25
31	Calallo	N.Mex.	93	SM-GM	22		52.0	118.4	12.8	117.9	99	11.6	-1.2	21	30
32	Island Park	Idaho	80	SM	35		4.0	117.2	11.5	117.5	100	11.6	+0.1	22	75
33	Fresno	Mont.	73	CL-ML	54	5	12.0	119.3	12.4	119.0	100	12.7	+0.3	77	26
34	Horsetooth	Colo.	115	CL	58	12	10.0	114.9	13.9	112.5	98	11.6	-2.3	2	60
35	Castiletto	Switzerland	230	SC			4	127.5	9.5	125.0	98	8.0	-1.5	58	58
36	Rosshaupton	Germany	135	SC	50		1			128.0		7.0		65	65
37	Usk	Wales	109	CL		8	20	128.5	9.8	122.0	95	12.0	+2.2	37	37
38	Sasumua	Kenya	110	MH	25	28	30	70	50.0	69.0	98	48.4	-1.6	5	5
39	Knockendon	Scotland	90	CL	20	21				104.0		20.0		53	53
40	Foxcote	England	50	CH		46		95.0	27.0	94.0	99	28.0	+1	25	25
41	Quebradona	S. America	100	ML	25	10	970			96.2		25.4		18	18
42	Cobb	N. Zealand	115	SM	12		25	124.0	11.0	124.0	100	11.5	+0.5	40	40
43	Selset	England	128	CL		19	1	111.0	10.8	109.0	98	16.0	+5.2	50	50

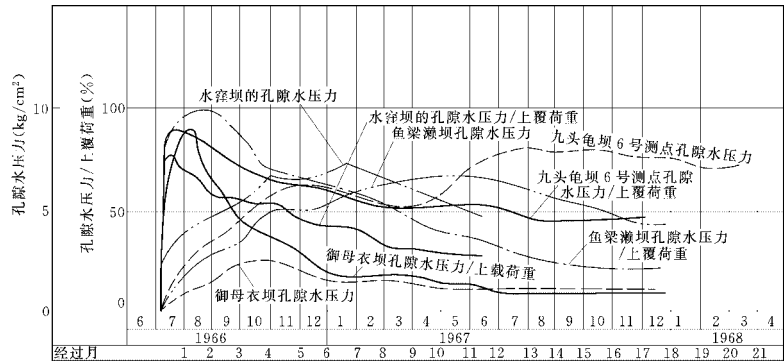


图 6.16 日本几座大坝实测孔压

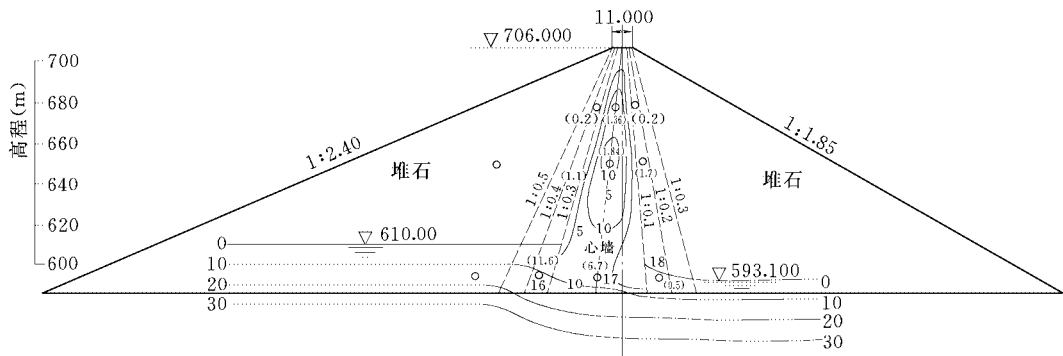


图 6.17 日本下小鸟坝施工结束时的孔压分布

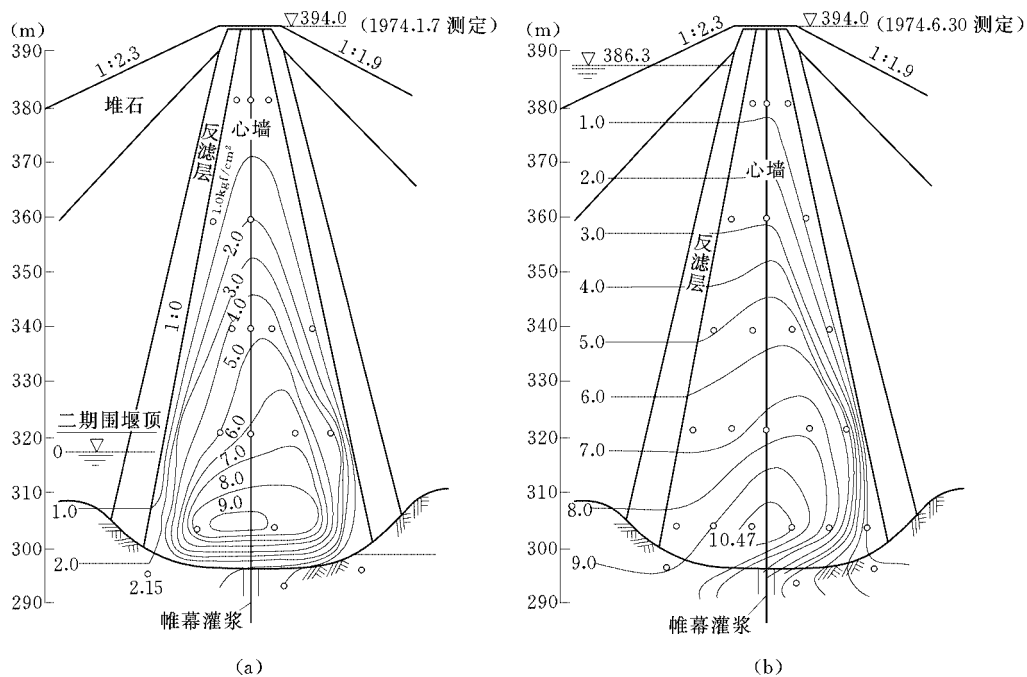


图 6.18 日本新冠坝孔隙水压

(a) 施工结束; (b) 初步蓄水

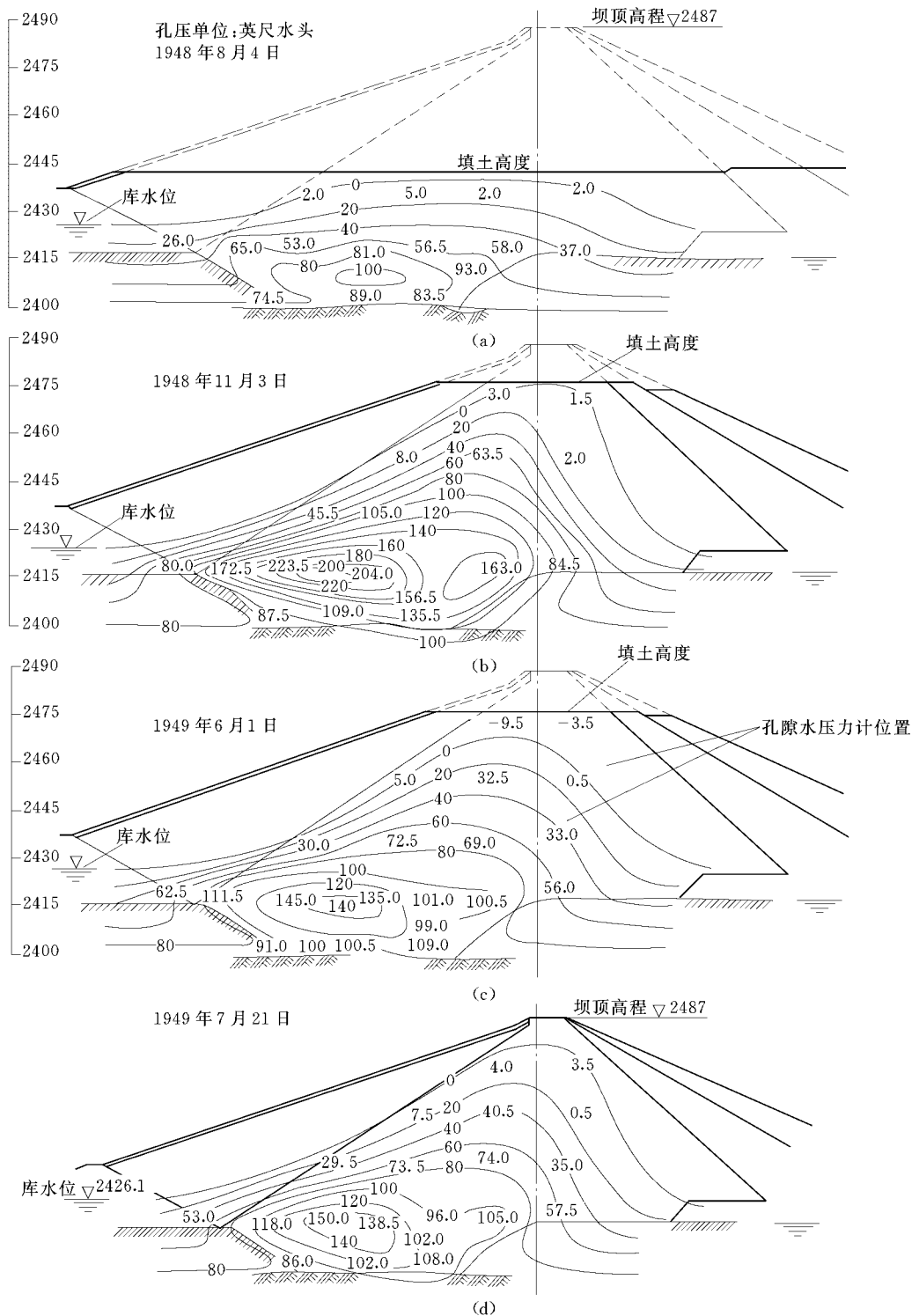


图 6.19 美国垦务局某土石坝施工过程中的实测孔隙水压

6.4.3 正常运行期

此时土坝处于稳定渗流状态,如前所述,其孔压分布由拉普位斯方程式(6.13)及相应边界条件确定。可用有限元等方法确定。根据计算成果计算机可自动绘制流网,图 6.20 (Terzaghi, 1942)示一些典型的渗流控制条件下的流网。由于确定孔压分布并不困难,因此,在正常运行期,边坡稳定分析总是采用有效应力法。

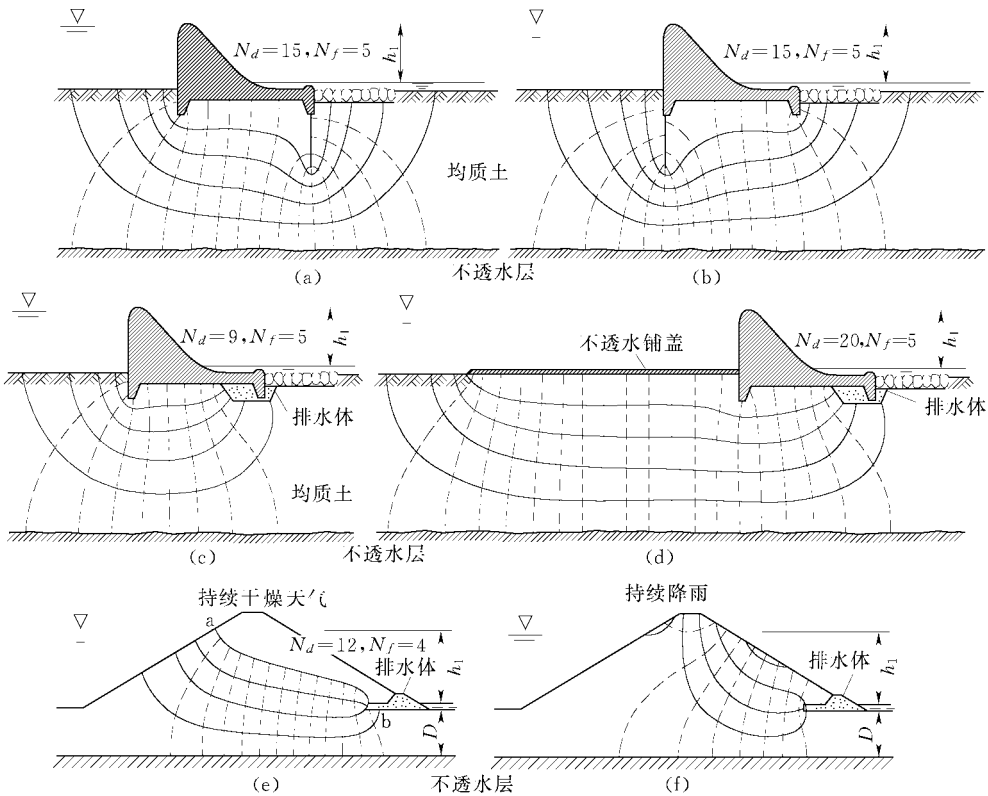


图 6.20 一些典型的渗流控制条件下的流网

对于修建于深厚覆盖层的土石坝,坝基渗流控制对于坝体的渗流稳定和下游坝坡稳定均具有重要意义。垂直防渗是常用的防渗措施。图 6.21 示悬挂式防渗墙的渗流分析流网 (Cedergren, 1976)。可知,即使垂直防渗墙截断了 90% 的强渗透性地基,流场的变化也不是很大。图 6.22 示采用悬挂式灌浆帷幕的方法进行渗流控制 (Cedergren, 1976),只有灌浆帷幕的渗透系数大大低于透水坝基,方能保证渗透稳定。

在渗流分析中,适当考虑坝体和坝基材料的渗透系数的各向异性,也是一个重要问题,1998 年青海沟后水库砂砾石面板坝溃决后,曾对残留坝体进行仔细观察,发现由于坝料铺填和振动碾碾压过程中导致的分离,砂砾石呈明显的分层特性。图 6.23 示考虑 (实线) 和不考虑 (虚线) 坝料渗透系数各向异性绘制的流网,两者有明显的出入。

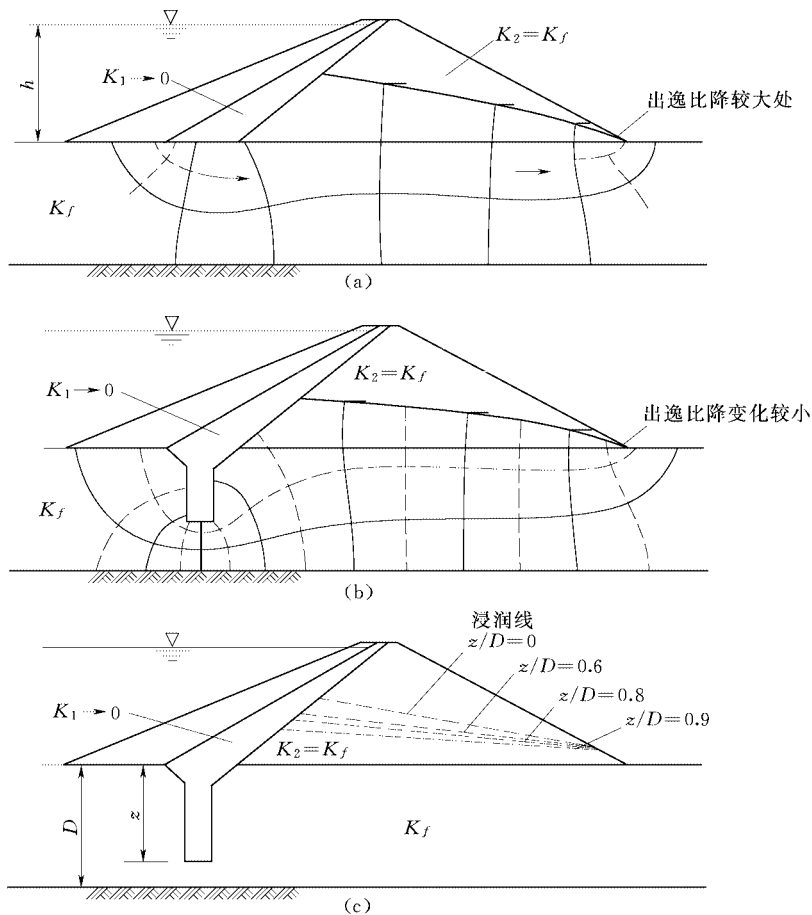


图 6.21 防渗墙对渗流控制的效果 (Cedergren, 1976)

(a) $Z/D=0$; (b) $Z/D=0.6$; (c) 不同 Z/D 条件下的坝内浸润线

6.4.4 库水位骤降期

库水位骤降是发生滑坡的一个主要触发因素。而导致滑坡的直接原因是坝体内的孔隙水压力不能及时地随坡外水压力的消失而消散。确定库水位骤降时的孔压始终是土石坝工程中的一个难题。本节介绍的是一些常用的简化处理方案。

在研究库水位骤降时的孔压问题时,首先需要区别不透水坝体为可压缩的还是不可压缩的材料。如前所述,对那些压缩性小但渗透系数仍小于自由排水标准的砂或砂砾石,可以通过式(6.11)进行非稳定渗流计算予以确定。但是如果坝体为饱和的粘性土,那么孔压的分析要兼顾土体在应力条件变化后体积的压缩性能和排水条件,本质上是一个固结问题。这个问题尽管在理论上可以予以解决,但尚无公认为可靠的实用方法。

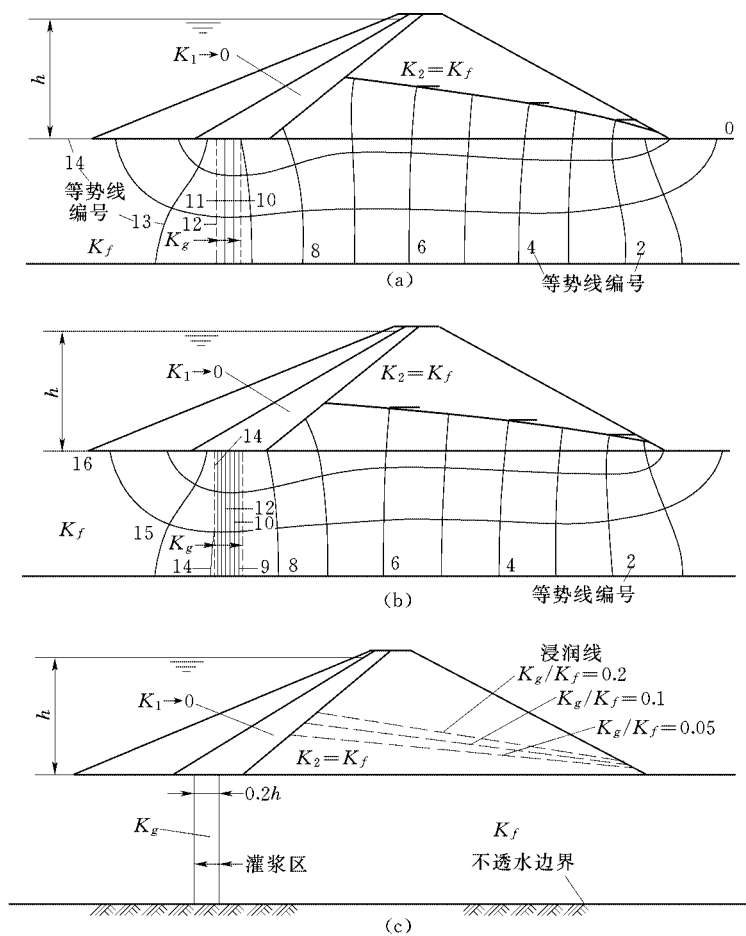


图 6.22 灌浆对渗流场的影响 (Cedergren, 1976)

(a) $k_g=0.2k_f$; (b) $k_g=0.1k_f$; (c) 不同 k_g/k_f 条件下的坝内浸润线, k_g 和 k_f 分别为灌浆段和地基的渗透系数

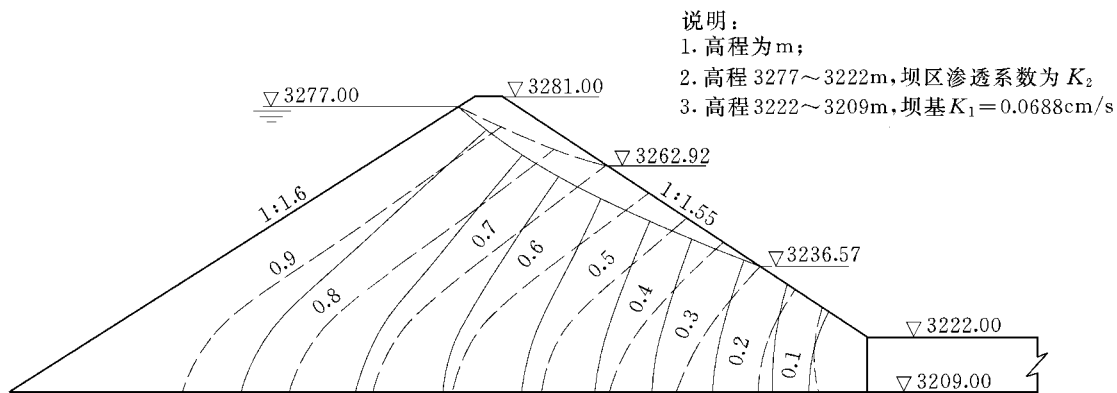


图 6.23 沟后水库砂砾石面板坝考虑和不考虑坝料渗透系数各向异性绘制的流网

另外,在大多数情况下,我们在分析时,常假定库水位的降落是瞬时的,但有时也需要研究一个降水过程,了解合理地控制水位降落速度防止滑坡的可能性。现对上述问题分述如下。

1. 骨架不可压缩材料

如果材料为半透水的砂壳,可以假定骨架不可压缩,这样的不稳定渗流可以近似地处理为相应骤降前的浸润线位置(或通过渗流量计算确定的浸润线位置),以及骤降后的边界条件,满足渗流拉普拉斯方程的解。也就是说,可以通过画流网的方法确定渗压。图 6.24 示一个典型的分析成果。

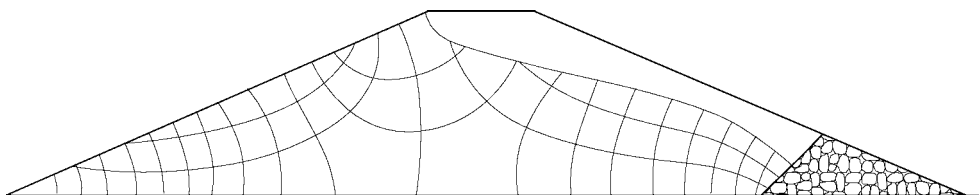


图 6.24 假定坝料不可压缩条件下相应库水位降落时坝内的流网

在进行库水位骤降孔隙水压力分析时,有时需要研究降落速度对孔压和边坡稳定的影响。此时,库水位不再假定为瞬时降落,因而形成了不稳定流场的计算问题。对于骨架不可压缩材料,式(6.13)每一时刻仍然适用,但是边坡表面的孔压边界条件和浸润线位置随时间不断变化,而不同时刻的浸润线位置则要通过坝内向外排水量来确定。美国陆军工程师团曾提出下面一个近似的计算方法(U. S. Army, Corps of Engineers, 1967)。在提出此法时,美国陆军工程师团强调只适用于水位下降时含水量发生变化而体积不发生变化的砂土或砂砾石土堆填料。

首先需要确定浸润线与防渗心墙上游面交点的下降值。定义无因次高度比值 X 为库水位下降值减去骤降后的心墙表面处浸润线高度与库水位下降值的比

$$X = \frac{H_D - \Delta H_D}{H_D} \times 100 \quad (6.50)$$

$$P_D = K / n_e V \quad (6.51)$$

式中: H_D 为库水位降落高度; ΔH_D 为防渗心墙表面处浸润线高度变化值; K 为坝壳材料渗透系数; V 为库水位降落速度; n_e 为有效孔隙率即排出水的孔隙体积与土的单位体积的比值,按下式定义:

$$n_e = \frac{n}{100} \times \frac{W_1 - W_2}{W_1} \quad (6.52)$$

式中: n 为孔隙率; W_1 为饱和含水量; W_2 为排水后的含水量。

可通过图 6.25 的曲线确定 X 的数值。该表虽然是表示库水位完全下降的情况,但对于只降低至中间水位的情况也适用,此时,只需把中间水位作为坝基高程。

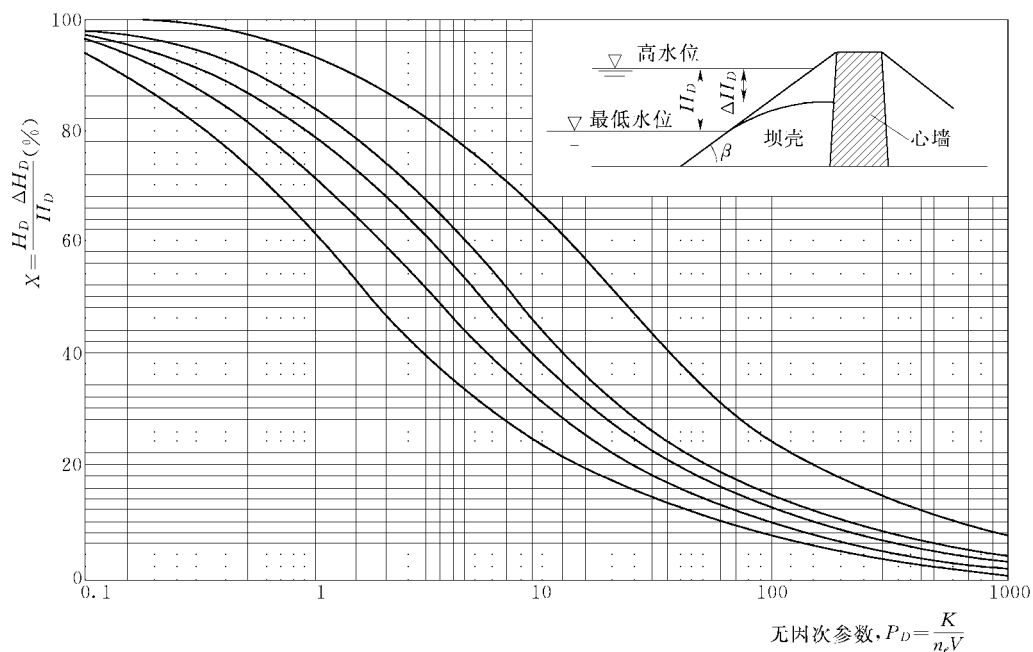


图 6.25 库水位降落时不稳定流计算图表

[例 6.3] 说明计算不稳定渗流近似方法例。

设一不透水的薄心墙坝，高 105ft^①，上游坡为 1:3，库水位为 100ft（坝前水深），30 天内下降 60ft，坝壳材料为砂砾料，其渗透系数为 500×10^{-4} ft/min，孔隙率为 20%，平均饱和含水量为 12%，排水后含水量为 3%。

有效孔隙率 n_e 为

$$n_e = \frac{12-3}{12} \times \frac{20}{100} = 0.15$$

库水位下降速度 V 为

$$V = \frac{60}{30 \times 24 \times 60} = 0.00139 \text{ ft/min} = 13.9 \times 10^{-4} \text{ ft/min}$$

$$P_D = \frac{K}{n_e V} = \frac{500 \times 10^{-4}}{0.15 \times 13.9 \times 10^{-4}} = 240$$

查图 6.25，相应于坝坡为 1:3， $X=10\%$

$$\text{由式 } \frac{X}{100} = \frac{H_D - \Delta H_D}{H_D}, \text{ 即 } \frac{10}{100} = \frac{60 - \Delta H_D}{60}, \text{ 可得 } \Delta H_D = 54 \text{ ft}$$

因此，浸润线在心墙表面的位置是原水位以下 54ft，或坝基以上 46ft。说明，浸润线下降滞后库水位 6ft。

^① 保留原有的英制单位，1ft=0.305m，1lb=4.448N。

再来计算一种坝壳透水较小的情况, 设 $K=5 \times 10^{-4} \text{ft/min}$, 排水后含水量为 9%。

$$n_e = \frac{12-9}{12} \times \frac{20}{100} = 0.05$$

$$P_D = \frac{5 \times 10^{-4}}{0.05 \times 13.9 \times 10^{-4}} = 7.2$$

由图 6.25, 查得 $X=51\%$, 解 ΔH_D 方程式:

$$\frac{51}{100} = \frac{60 - \Delta H_D}{60}$$

得到 $\Delta H_D = 29.4 \text{ (ft)}$ 。

在此情况下, 浸润线在原水位以下 29.4ft, 或高出坝基 70.6ft, 或为下降后的水面以上 30.6ft。

图 6.25 的曲线只提供确定心墙表面处浸润线下降值及坝壳材料排水速度的近似准则。在确定可能的水库水位下降速度及合理的 n_e 及 K 值时必须根据经验予以判断。对于相当透水的坝壳, 其 K 值可能接近于无穷大 (即坝壳材料完全透水, 实际上可在短时间内排空), 此时可考虑坝内外水位同步下降。

在第 7 章还将结合公伯峡工程的实例介绍这一算法的实际应用。

2. 骨架可压缩材料

如果骤降是在透水性很小、压缩性较大的粘性土中发生的, 那么在第 6.3 节中已经讨论过, 孔压的确定在原则上是一个固结问题, 目前较多的还是采用近似的方法来确定。

(1) 在试验室模拟坝体滑裂面上各单元在骤降时发生的总应力变化的途径进行三轴不排水试验, 测定孔隙水压力系数 A 和 B 。毕肖普曾建议试验步骤(Bishop and Bjerrum, 1960; Bishop and Henkel, 1978)。

(2) 土石坝规范建议一个简化方法, 对骤降时土单元总应力变化根据土柱的重量变化予以简化处理, 并对孔隙水压力系数 \bar{B} 取近似值, 得出估算某点 A(图 6.26)的孔隙水压的近似公式:

$$u = \gamma_w [h_1 + h_2(1-n) - h'] \quad (6.53)$$

式中: n 为砂的孔隙率; h_1 为粘性土的土柱高; h_2 为透水料的土柱高; h 为 A 点测压管水位与上游骤降前水位差。

在水库水位降落后, 粘性填土仍属饱和, 但是滑动面上某点 A 的总主应力发生了变化。在水位降落到 B 点以下时, 其大总主应力的增量 $\Delta\sigma_1$ 为

$$\Delta\sigma_1 = -\gamma_w(n_e h_2 + h_3) \quad (6.54)$$

孔隙水压力增量 Δu 为

$$\Delta u = \bar{B} \Delta\sigma_1 - \bar{B} \gamma_w(n_e h_2 + h_3) \quad (6.55)$$

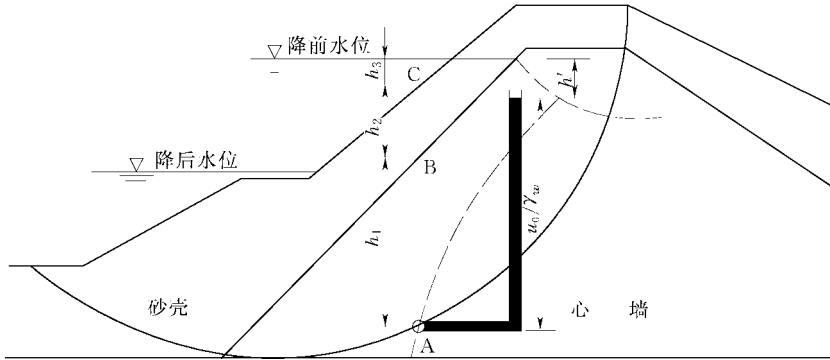


图 6.26 可压缩土体库水位降落时孔隙水压的近似计算

假定孔隙水压力系数 $\bar{B} \approx 1$ ，以 $\bar{B} = 1$ 代入，则得到

$$\Delta u = -\gamma_w (n_e h_2 + h_3) \quad (6.56)$$

设水位降落前的孔隙水压力为 u_0 ，则降落后的孔隙水压力 u 为

$$u = u_0 + \Delta u = u_0 - \gamma_w (n_e h_2 + h_3) \quad (6.57)$$

由于水位降落前的孔隙水压力 u_0 为

$$u_0 = \gamma_w (h_1 + h_2 + h_3 - h') \quad (6.58)$$

所以水位降落后的孔隙水压力 u 为

$$u = \gamma_w [(h_1 + h_2(1 - n_e) - h')] \quad (6.59)$$

在库水位降落到 C 点以上或 B 和 C 点之间的情况，也可如上法按总主应力增量及相应孔隙水压力增量推导出水位降落后的孔隙水压力值，如：水位降到 C 点以上时，

$$\Delta u = -\gamma_w h'_3 \quad (6.60)$$

水位降到 B 和 C 点之间时，

$$\Delta u = -\gamma_w (n_e h'_2 + h'_3) \quad (6.61)$$

式中： h'_2 为 C 点至降落后水位的高度； h'_3 为原水位至降落后水位的高度，在水位降到 C 点以下时恒为 h_3 。

以上推导是建立在假定 $\bar{B} = 1$ 的基础上的，在土的压缩性较大时， \bar{B} 可能大于 1。采用这一近似方法，不一定总是偏安全的。相反，如果土的压缩性较小，采用这一处理可能过于保守。

参考文献

- 1 Biot, M. A. Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid. Journal of Applied Physics, 1955. 26. 182-185
- 2 Cedergren, H. R. Seepage, drainage and flownets. John Wiley and Sons, 1976

- 3 Cedergren, H. R. Seepage control in earth dams, in Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume. R. C. Hirschfeld & S. J. Poulos eds. Wiley, 1972
- 4 Chen, L.H., Zhang, T.M., Lin, T.H., and Z.Y., Chen. Consolidation and stability behavior of a high rockfill dam built on soft clay foundation Proceedings of 3rd International Conference on Soft Soil Engineering ICSSE3. DEC, Hong Kong, 2001
- 5 陈祖煜, 渗流和固结计算中的孔隙水压和超孔隙水压, 土石坝工程第四期, 1985, 24-35
- 6 陈祖煜, 用有限元进行渗流、结构和固结计算中的基本原理, 水利水电科学研究院, 1985
- 7 陈祖煜, 陈立宏, 李新强. 第7章 土工数值分析(二): 渗流, 固结和应力应变的有限元方法, 高等土力学, 清华大学出版社, 2003
- 8 Duncan, J. M. et. al. CON2D:A finite element computer program for analysis of consolidation, Report No. VCB1GT/81-01, University of California, Berkeley. 1981
- 9 Eisenstein, Z. and Krishnayya A.V. G. Law T. C. Analysis of consolidation in cores of earth dams. Numerical methods in geomechanics, 1976. Vol.2. 1089-1105
- 10 Gibson, R.E., The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time, Geotechnique, Dec. 1958. Vol.8, No.4. 171-182
- 11 黄文熙, 土坝弹塑性应力分析简捷法, 岩土工程学报, 1989, Vol. 11, NO.6, 1-8
- 12 Hwang, K. R and Morgenstern, N.R. On solutions of plain strain consolidation problems by finite element method, Canadian Geotechnical Journal, 1971. 8(1): 109-118
- 13 Hilf, J. W. Estimating construction pore-pressure in rolled earth dams, 1948. Proc. 2nd ICSMFE, Vol.3
- 14 Hilf, J. W. An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive Soils, Technical Memorandum, 654, USBR Denver, Colorado, 1965
- 15 Koppula, S.D. and Morgenstern, N.R., Consolidation of clay layer in two dimensions, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divisions, ASCE, Vol.98, No.SM1, JAN, 1972.. 79-93
- 16 Krishnayya, A. V. G. Finite element consolidation program for two dimensional problems FECP2D, University of Alberta, 1973
- 17 Mikusinski, J. Operational Calculus. 1959. 中译本: “算符演算”, 王建午译, 上海科学技术出版社出版, 1964
- 18 Sandhu, R. S. and Wilson, P. E. L. Finite element analysis of seepage in elastic media. J. Engr. Mech. Div. , ASCE, 95, 1969. 641-652
- 19 Sherman, W. C. and Clough, W. Embankment pore pressure during construction, ASCE, SMFD, 1968. 194(SM2)
- 20 Skempton, A. W. The pore pressure coefficient A and B. Geotechnique, 1954. 35(4): 143-147
- 21 Terzaghi, Theoretical soil mechanics. John Wiley and Sons, 1942
- 22 U. S. Army Corps of Engineers. Stability of slopes and foundations. Engineering Manual. Vicksburg, Miss, 1967
- 23 Wang, C. and Duncan, J. M. Analysis of consolidation of earth and rockfill dams, Report No. TE77-3, University Of California, Berkeley, 1977
- 24 中华人民共和国行业标准. 碾压式土石坝设计规范. SL274-2001, 2002
- 25 中国水利水电科学研究院, 清华大学水利水电系, 水利部黄委会勘测规划设计研究院. 黄河小浪底水利枢纽工程斜心墙堆石坝应力应变和固结分析研究, 2000