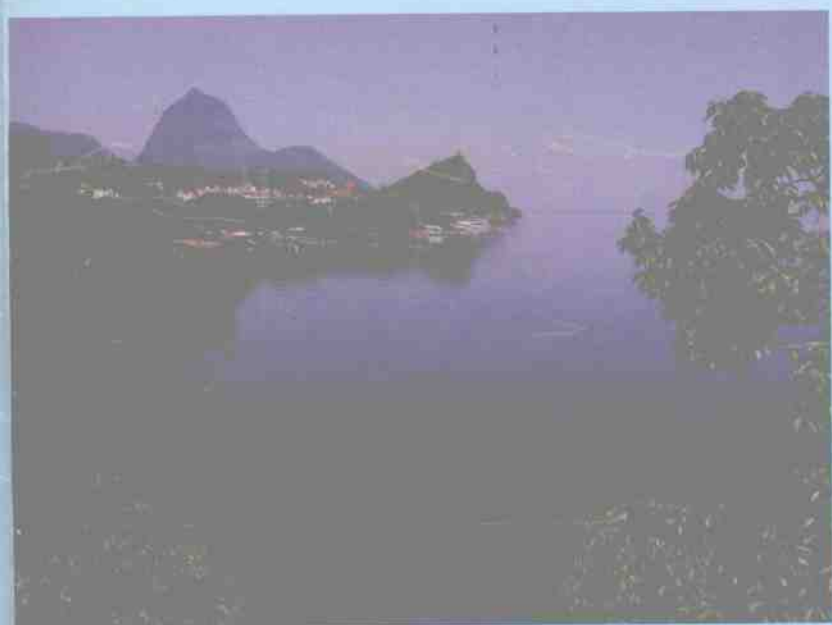


SHUILIGONGCHENG
SHEJI
JISUANSOUCE



水力
工程
设计
计算
手册

第四卷



中国水利水电出版社

水力工程设计计算手册

主编 马如龙

第四卷

水利水电出版社

目 录

第四节	非稳定渗流情况的直接解法	(1299)
第五节	复变函数法	(1330)
第六节	流网法	(1369)
第七节	组合法	(1394)
第八节	差分法	(1412)
第九节	有限单元法	(1439)
第十节	水力学法	(1476)
第十一节	模型试验	(1566)
第二章	堰闸地基的渗流计算	(1581)
第一节	达西定律	(1581)
第二节	直线比例法	(1582)
第三节	阻力系数法	(1584)
第四节	流网法	(1589)
第五节	分层土及各向异性土的堰闸地基渗流计算	(1592)
第六节	堰闸地下轮廓具有排水设备的渗流计算	(1594)
第三章	土坝的渗流计算	(1599)
第一节	均质土坝的渗流计算	(1599)
第二节	心墙土坝的渗流计算	(1603)
第三节	斜墙土坝的渗流计算	(1607)
第四节	库水位下降时土坝浸润线的计算	(1614)
第五节	坝基设截水墙的土坝渗流计算	(1623)
第六节	土坝下游设减压井的渗流计算	(1625)
第四章	水工建筑物的渗透绕流计算	(1627)
第一节	堰闸与土坝连接的绕渗计算	(1627)
第二节	堰闸与岸坡连接的绕渗计算	(1633)
第三节	流网法	(1637)

第五章 井的渗流计算	(1639)
第一节 无压井的渗流计算	(1639)
第二节 有压井的渗流计算	(1641)
第三节 半有压完全井的渗流计算	(1643)
第四节 位于供水或不透水直线边界附近的水井渗流计算	(1644)
第五节 井群的渗流计算	(1646)
第六节 接近直线供水边界单排井列的渗流计算	(1648)
第七节 分层土中井的渗流计算	(1649)
第八节 井的非恒定渗流计算	(1651)
第六章 土体的渗透变形与控制	(1654)
第一节 渗透变形的形式和临界渗透比降的计算	(1654)
第二节 管涌和流土的判别方法	(1655)
第三节 渗流稳定的控制	(1658)

第十一篇 水环境中污染物输移扩散的水力计算

第一章 紊流中污染物的输移与扩散	(1669)
第一节 分子扩散	(1669)
第二节 紊动扩散	(1672)
第二章 河流中污染物的输移与扩散	(1675)
第一节 剪切流动的离散	(1675)
第二节 河流中的紊动扩散	(1676)
第三节 河流中的离散	(1677)
第四节 污染带的计算	(1681)
第五节 河流水质数学模型	(1685)
第三章 水库、湖泊中污染物的输移与扩散	(1695)
第一节 湖泊、水库水质的完全均匀混合模型	(1695)
第二节 卡拉乌舍夫扩散模型	(1697)
第三节 深水湖泊与水库水质模型	(1700)
第四节 浅水湖泊与水库水质模型	(1701)
第四章 近海中污染物的输移与扩散	(1703)



第一节	河口的紊动扩散系数和纵向离散系数	(1703)
第二节	河口感潮河流水质模型	(1705)
第三节	海湾水质模型	(1709)
第五章	射流和浮力射流	(1713)
第一节	静止均匀环境中的浮力射流	(1713)
第二节	静止分层环境中的浮力射流	(1716)
第三节	静止局部分层环境中的浮力射流	(1718)
第四节	横流环境中的浮力射流	(1719)

第四节 非稳定渗流情况的直接解法

一、水库水位降落速度及其衡量指标

水库水位的变化对土坝坝坡的稳定性有着密切的关系。随着水库水位的降落，土坝坝体土壤孔隙中的水份也将随着水库水位的降落而排出坝体之外，因此当库水位降落后，坝体内仍维持较高的浸润面。这种情况不仅使坝体土料的容重发生变化，而且产生对坝坡稳定不利的非稳定渗流，这种非稳定渗流所产生的渗流力，将使土粒之间的有效应力减小，从而降低了土的抗剪强度，因而危及坝坡的稳定性。水库水位降落速度愈快，坝体内的自由水面位置就愈高，坝坡内所产生的非稳定渗流力也愈大，因此对坝坡稳定性的影响也愈大。所以在设计土坝时，应该使坝坡具有多大的稳定安全系数值，才能维持坝坡的稳定性，以及在水库的运用管理中，水库水位的泄降应该保持什么样的速度，才能保证坝体的稳定安全，这是一个十分重要的问题。

从保证坝坡稳定性的角度出发，通常将水库水位降落的速度分为“速降”和“缓降”两种情况。“速降”将危及坝坡的稳定性，“缓降”则不影响坝坡的稳定性。

衡量水库水位降落速度快慢的指标，曾有许多学者进行过研究，例如，1957年施尼特和泽勒（G. Schniter and J. Zeller）提出当 $\frac{k}{\mu v} < \frac{1}{10}$ 时（其中 k 为坝体的渗透系数， μ 为坝体土的排水率， v 为水库水位降落速度），可以认为水库水位为速降，此时坝体内自由水面的下降速度极慢；当 $\frac{k}{\mu v} > 10$ 时，自由水面将与水库水位同步下降，此时可以认为水库水位为缓降。1960年谢斯塔柯夫（В. М. Шестаков）提出当 $\frac{k}{m^2 \mu v} < \frac{1}{20}$ 时为骤降，在这一衡量指标中，谢斯塔柯夫考虑了坝坡坡率 m 的影响。1977年勃劳恩（J. Brauns）对具有水平褥垫式排水的土坝进行了试验研究，认为当 $\frac{k}{\mu v} < \frac{1}{10}$ 时为速降，当 $\frac{k}{\mu v} > 5$ 时坝

体自由水面与水库水位同步下降，可认为是缓降。

在上述研究成果中，除谢斯塔柯夫提出的指标中考虑了坝坡坡率 m 的影响外，其他学者提出的指标中，均仅考虑了坝体渗透系数 k 、土的排水率 μ 和水库水位降落速度 v 等三个因素的影响。实际上，在水库水位降落过程中，影响坝坡稳定的因素很多，如水库水位降落的幅度，土料的物理力学性指标，坝坡的坡率等，都对坝坡的稳定性产生影响。

在非稳定渗流的情况下，渗流的自由表面线是随时间而变化的，可用公式 (1-247) 所表示的微分方程来描述：

$$\frac{\mu}{k} \frac{\partial h}{\partial t} = h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \text{ 或 } \frac{\mu}{k} \frac{\partial \varphi}{\partial t} = \varphi \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \quad (1-247)$$

土坝坝体内渗流的自由表面线通常假定为一抛物线，可用下列方程来表示：

$$y^2 = a + bx$$

式中 x 、 y ——渗流自由表面线上计算点的横坐标和纵坐标；

a 、 b ——常数，可根据边界条件求得。

如果将坐标原点选择在水库降落后水位与坝坡相交点 o 处，如图 1-24 所示，则渗流自由表面线的方程可简化为：

$$y = \sqrt{bx} \quad (1-248)$$

其中

$$b = \frac{h^2}{L + h \cot \beta} \quad (1-249)$$

式中 h ——水库水位降落后坝体内自由水面线与心墙上游坡交点处的纵坐标高度；

L ——从坐标原点到水库降落后水位与心墙上游坡交点的水平距离；

β ——心墙上游边坡的坡角。

此时水库水位降落后坝体内自由水面线的水力坡降为：

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{b}{x}} \quad (1-250)$$

水力坡降的增量为：

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -\frac{1}{4} \sqrt{\frac{b}{x^3}} \quad (1-251)$$

根据公式 (1-250) 和 (1-251) 可得自由表面线水力坡降的平均增量

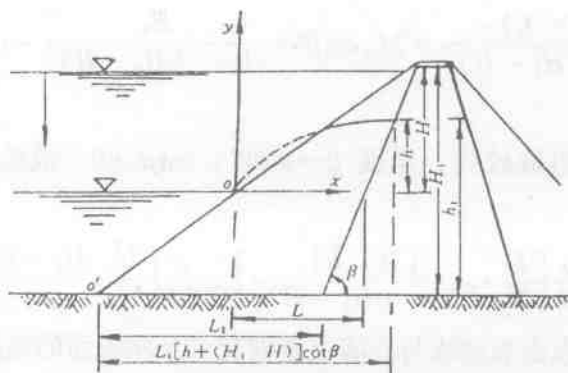


图 1-24 非稳定渗流计算图

为:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -\frac{2h}{(L + \cot\beta)^2} \quad (1-252)$$

如果将坐标原点从 o 点移到坝坡脚 o' 点 (图 1-24), 则上式可近似地写成:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -\frac{2[h + (H_1 - H)]}{\{L_1 + [h + (H_1 - H)] \cot\beta\}^2} \quad (1-253)$$

式中 H_1 ——坝前水深;

H ——水库水位降落高度;

L_1 ——心墙上游的坝底宽度 (1-24)。

在渗流自由表面线上, $y = \varphi$, 故

$$\varphi = h + (H_1 - H) \quad (1-254)$$

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = -\frac{2[h + (H_1 - H)]}{\{L_1 + [h + (H_1 - H)] \cot\beta\}^2} \quad (1-255)$$

将公式 (1-254) 和 (1-255) 代入公式 (1-105) 得:

$$\frac{\mu}{k} \frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{2[h + (H_1 - H)]^2}{\{L_1 + [h + (H_1 - H)] \cot\beta\}^2}$$

或

$$dt = -\frac{\mu}{2k} \frac{\{L_1 + [h + (H_1 - H)]\}^2}{[h + (H_1 - H)]^2} \quad (1-256)$$

上式的边界条件是: 当 $t=0$ 时, $h=H$ 。

将公式 (1-256) 积分, 并将边界条件代入后得:



$$t = \frac{\mu}{2k} \left\{ \frac{L_1^2}{H_1} \cdot \frac{(H-h)}{[h + (H_1 - H)]} + 2L_1 \cot\beta \ln \frac{H_1}{[h + (H_1 - H)]} - \cot^2\beta \cdot (h - H) \right\} \quad (1-257)$$

当心墙的上游边坡较陡，角度 $\beta \rightarrow 90^\circ$ 时， $\cot\beta \rightarrow 0$ ，故公式 (1-257) 可近似地写成：

$$t = \frac{\mu}{2k} \left\{ \frac{L_1^2}{H_1} \cdot \frac{(H-h)}{[h + (H_1 - H)]} \right\} = \frac{\mu}{2k} \left(\frac{L_1^2}{H_1} \cdot \frac{H_1 - h_1}{h_1} \right) \quad (1-258)$$

式中 h_1 ——渗流自由表面线与心墙上游坡交点至坝底面的高度 (图 1-24)。

如令

$$\alpha = \frac{2ktH_1}{\mu L_1^2} = \frac{2k\lambda}{\mu v m^2} \quad (1-259)$$

式中 $\lambda = \frac{H}{H_1}$ ——水库水位的相对降落高度；

$v = \frac{H}{t}$ ——水库水位的降落速度；

H ——水库水位的降落高度；

t ——水库水位降落高度 H 所经历的时间；

$m = \frac{L}{H}$ ——上游坝坡坡率。

因此，公式 (1-259) 可表示为：

$$\alpha = \frac{H-h}{h} \quad (1-260)$$

公式 (1-260) 等号的右部表示水库水位降落时，坝体自由水面线 (浸润线) 端点处的相对高度。这就是说，在水库水位降落后，坝体内不同的自由水面线高度可用不同的 α 值来表示，或者说，不同的 α 值代表着不同的自由水面线高度。因此， α 值体现了水库水位降落时坝内自由水面线高度的变化速度，也就是体现了水库水位降落的速度，故 α 值可以称为水库水位降速系数，简称为降速系数。

由公式 (1-259) 可见，降速系数 α 不仅与水库水位降落速度 v 有关，而且与坝体的渗透系数 k 、排水率 μ 、坝坡坡率 m 和水库水位的降落的相对高度 $\lambda = \frac{H}{H_1}$ 有关。

根据公式 (1-260) 可以迅速判断出水库水位降落终了时，土坝坝体内

自由水面线的位置。图 1-25 所示为水库水位降落 $\frac{1}{2}H_1$ 的情况下，不同 α 值时土坝坝体内自由水面线的位置，其中降速系数 $\alpha = 0$ ，表示水库水位降落迅速，故水库水位降落终了时坝内自由水面线的位置并未发生变化；降速系数 $\alpha = 1$ ，表示水库水位降落缓慢，故坝内自由水面线的变化与水库水位的变化是同步的，水库水位降落终了时，坝内自由水面线已改变为水库水位降落后坝内稳定渗流情况下的自由水面线位置；而降速系数 $\alpha = 0.333$ 时，坝内自由水面线位于水库水位降落高度的一半处； $\alpha = 0.143$ 时，自由水面线位于 $\alpha = 0$ 和 $\alpha = 0.333$ 时自由水面线位置的中间处； $\alpha = 0.6$ 时，自由水面线的位置则处于 $\alpha = 0.333$ 和 $\alpha = 1$ 时自由水面线位置的中间处。

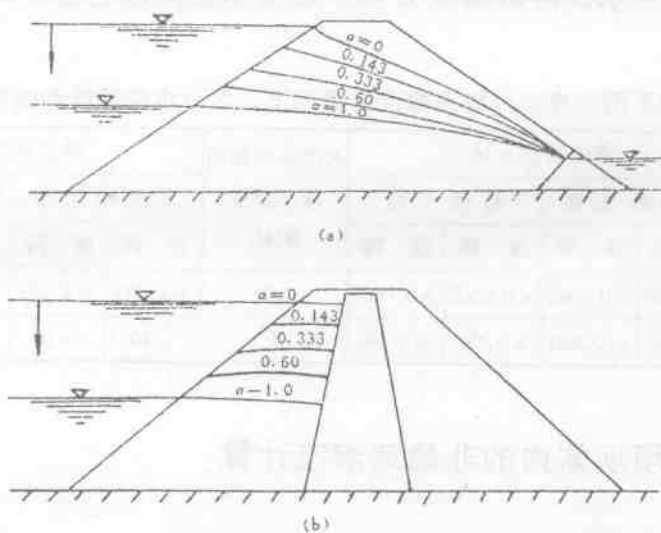


图 1-25 在水库水位降落 $\frac{1}{2}H_1$ 时不同 α 值的坝体自由水面线的位置

(a) 均质土坝；(b) 心墙坝

由于水库水位降落的快慢影响到坝坡的稳定性，因此判断和控制水库水位降落的速度必须与坝坡的稳定性联系起来。为此，在假定水库水位降幅 H 分别等于坝前水深 H_1 的 $\frac{1}{4}$ 、 $\frac{1}{2}$ 和 $\frac{3}{4}$ 的情况下，当水库水位的降速系数 α 分别为 0, 0.067, 0.142, 0.231, 0.333; 0, 0.111, 0.25, 0.428, 0.667, 1.0 和 0, 0.231, 0.6, 1.286, 3.0 时，采用简化的毕晓普 (Bishop) 法，对坝坡进行了稳定性计算，获得了水库水位降落后土坝坝坡稳定安全系数较之满库水

位时坝坡稳定安全系数下降值。计算表明， α 值愈小，坝坡稳定安全系数下降值的百分数 P （水库水位下降时坝坡稳定安全系数下降值与水库水位降落前坝坡稳定安全系数比值的百分数）愈大；而 α 值愈大，则坝坡稳定安全系数下降值的百分数愈小，这表明公式（1-259）所表示的降速系数完全可用作为衡量水库水位降落快慢的标准或指标。

根据计算分析，当水库水位降落时，坝坡稳定安全系数下降百分数 P 不超过 10% 时，在一般情况下都能保证坝坡的稳定性。因此，可根据这一标准来区分水库水位的降落是速降还是缓降，即如果水库水位降落后坝坡稳定安全系数的下降值大于 10%，则为速降，小于和等于 10%，则为缓降。由此可得，不同水库水位降落幅度 H 时，区分水位降落是速降和缓降的 α 值如表 1-7 所示。

表 1-7 在不同水库水位降落幅度的情况下，区分水位速降和缓降的 α 值

水库水位相对 降落幅度 H/H_1	降速系数 α 值				水库水位相对 降落幅度 H/H_1	降速系数 α 值			
	无粘性土坝		粘性土坝			无粘性土坝		粘性土坝	
	速降	缓降	速降	缓降		速降	缓降	速降	缓降
1/4	<0.0667	≥ 0.0667	<0.0667	≥ 0.0667	3/1	<2.143	≥ 2.143	<3.000	≥ 3.000
1/2	<0.580	≥ 0.580	<0.580	≥ 0.580	1	<10	≥ 10	<10	≥ 10

二、心墙坝坝体内的非稳定渗流计算

水库在运用过程中，其水位常常会产生剧烈的变化，特别是用于抽水蓄能电站的水库，在数小时内库水位可能产生数米，乃至十数米的变化，而水库水位降落后，坝体内自由水面的位置也将随之发生变化。

水库水位降落后土坝坝体内自由水面位置的变化，属于非稳定渗流问题。

众所周知，在重力渗流的情况下土坝坝体内自由水面线为一抛物线，可用下式表示：

$$y = a + bx^2 \quad (1-261)$$

式中 a 、 b ——系数；

x 、 y ——自由水面曲线上任意一点的坐标，坐标轴的位置如图 1-26 所示。

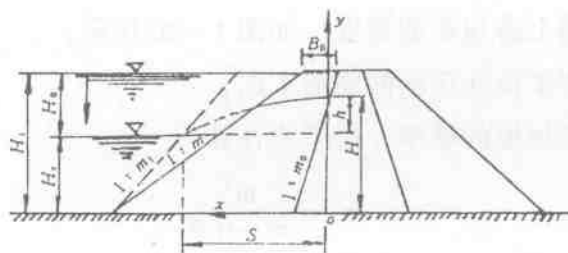


图 1-26 坝体内自由水面计算图

公式 (1-261) 的边界条件如下:

$$\left. \begin{array}{l} \text{当 } x=0 \text{ 时, } y=H \\ \text{当 } x=S \text{ 时, } y=H_c \end{array} \right\} \quad (1-262)$$

式中 H ——坝体内自由水面在 y 轴上的高度;

H_c ——水库水位降落后的坝前水深;

S ——虚拟坝坡 (图 1-26 中的虚线坝坡) 与降落后的库水面交点至 y 轴的距离, 如图 1-26 所示。

将边界条件式 (1-262) 代入公式 (1-261), 可得系数 a 、 b 为:

$$\left. \begin{array}{l} a=H \\ b=-\frac{H-H_c}{S^2}=-\frac{H-H_c}{(L+m_0H)} \end{array} \right\} \quad (1-263)$$

式中 m_0 ——心墙的上游边坡坡率;

L ——从虚拟坝坡与降落后库水面的交点至心墙上游坡脚的水面距离。

由图 1-26 中的几何关系可知:

$$S = (m - m_1) H_c + (m - m_0) H_0 + B_0 + m_0 H - m_0 H_c = L + m_0 H \quad (1-264)$$

其中

$$\begin{aligned} L &= (m - m_1) H_c + (m - m_0) H_0 + B_0 - m_0 H_c \\ &= (m - m_0) H_1 - m_1 H_c + B_0 \end{aligned} \quad (1-265)$$

式中 m ——上游坝坡坡率;

m_0 ——心墙上游边坡的坡率;

H_0 ——水库水位降落高度;

H_c ——水库水位降落后的坝前水深;

B_0 ——心墙上游坝顶的宽度，如图 1-26 所示；

H_1 ——水库水位降落前的坝前水深；

m_1 ——虚拟坝坡的坡率，按下式计算：

$$m_1 = \frac{m^2}{m + 0.5} \quad (1-266)$$

坝体内非稳定渗流的微分方程，在略去垂直分速的影响后，可用公式 (1-267) 表示：

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{k}{\mu} H \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \quad (1-267)$$

式中 t ——时间向量；

k ——坝体的渗透系数；

μ ——坝体土料的排水度。

当自由水面线用公式 (1-261) 表示时，公式 (1-267) 中的 $\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}$ 变为：

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} = 2b = -\frac{2(H - H_c)}{(L + m_0 H)^2} \quad (1-268)$$

将公式 (1-268) 代入公式 (1-267)，则得 $x = 0$ 截面上自由水面变化的微分方程为：

$$\frac{\partial H}{\partial t} = -2 \frac{k}{\mu} \frac{(H - H_c)}{(L + m_0 H)^2} \quad (1-269)$$

上式的边界条件为：当 $t = 0$ 时 $H = H_1$ ，其中 H_1 为水库水位降落以前的坝前水深，如图 1-26 所示。

将公式 (1-269) 积分，并将边界条件代入，则得：

$$t = \frac{\mu}{2k} \left\{ m_0 (H_1 - H) + \ln \left[\frac{(H_1 - H) \left(\frac{L^2}{H_c} + 2m_0 L + m_0 H_c \right)}{H_1 \frac{L^2}{H_c}} \right] - \ln \left[\frac{(H - H_c) \left(\frac{L^2}{H_c} + 2m_0 L + m_0 H_c \right)}{H \frac{L^2}{H_c}} \right] \right\} \quad (1-270)$$

上式经整理后可得：

$$\frac{H}{H_1} = \left[\frac{h}{H_0} \cdot \exp(\alpha) \right]_{\beta} \quad (1-271)$$

其中

$$\alpha = \frac{\left[\frac{2kt}{\mu} - m_0 (H_1 - H) \right]}{\left(\frac{L^2}{H_c} + 2m_0 L + m_0 H_c \right)} \quad (1-272)$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{L^2}{H_c} + 2m_0 L + m_0 H_c \right)}{L^2 / H_c} \quad (1-273)$$

式中 h ——在库水位降落 t 时刻，坝体内 $x=0$ 截面上自由水面在库水位以上的高度；

$\frac{h}{H_0}$ ——在库水位降落 t 时刻，坝体内 $x=0$ 截面上自由水面在库水位以上的相对高度；

H_1 ——水库水位降落前的坝的水深。

公式 (1-271) 表示水库水位降落 t 时刻，坝体内 $x=0$ 截面上自由水面的相对高度。因此，根据公式 (1-271) 即可求得水库水位降落过程中的任意时刻 t ，坝体内 $x=0$ 截面上自由水面的高度 H 。然后再根据公式 (1-261) 即可求得 t 时刻坝体内的自由水面线。

公式 (1-271) 适用于不透水地基上的心墙坝，对于透水地基上的心墙坝，如图 1-27 (a)，则可近似地将坝基土料折换成坝体土料后，作为坝体的一部分来进行计算，如图 1-27 (b)。此时坝前水深 $H'_1 = H_1 + T_1$ ，水位降落后的坝前水深 $H'_c = H_c + T_1$ ，其中 H_1 和 H_c 分别为水库水位降落前后坝前的实际水深， T_1 为将坝基土料折换成坝体土料后的坝基计算深度，其值按下式计算：

$$T_1 = \frac{k}{k_0} T_0 \quad (1-274)$$

式中 k 、 k_0 ——分别为坝体土料和坝基土料的渗透系数；

T_0 、 T_1 ——分别为透水坝基的实际深度和折换深度。

当心墙的上游边坡坡角趋向于 90° 时，即 $m_0 \rightarrow 0$ 时，公式 (1-271) 中的 α 和 β 可按下式计算：

$$\alpha = \frac{\frac{2kt}{\mu}}{\frac{L^2}{H_c}} \quad (1-275)$$

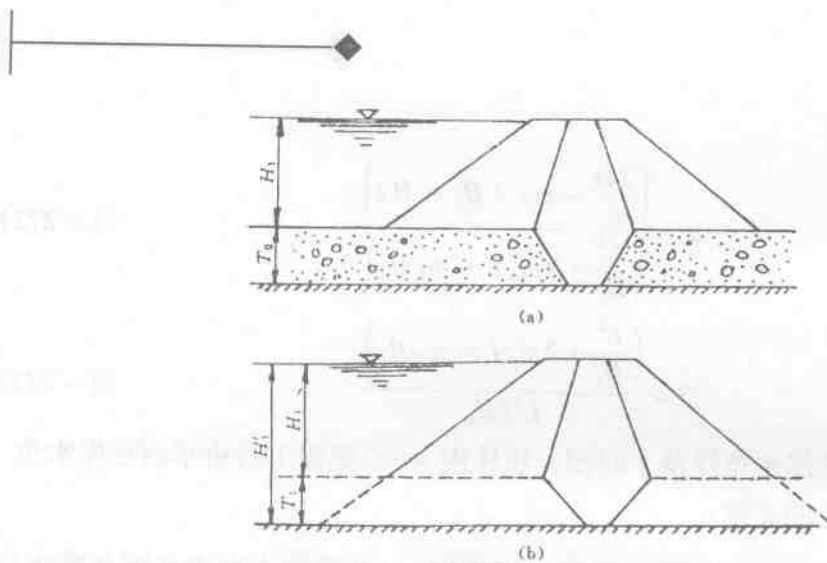


图 1-27 透水地基上土坝非稳定渗流计算图

$$\beta = 1 \quad (1-276)$$

故此时公式 (1-271) 简化为:

$$\frac{H}{H_1} = \frac{h}{H_0} \exp(\alpha) \quad (1-277)$$

在初步计算时, 公式 (1-272) 也可近似地写为:

$$\alpha = \frac{\frac{2kt}{\mu}}{\left(\frac{L^2}{H_c} + 2m_0 L + m_0 H_c \right)} \quad (1-278)$$

计算表明, 在一般情况下, 按公式 (1-272) 和按公式 (1-278) 计算的结果还是比较接近的, 两者相差一般不超过 2%。因此在一般情况下可直接按公式 (1-278) 计算 α 值。

例 1-3 某心墙坝如图 1-28 所示, 位于不透水地基上, 已知 $B_0 = 5.4\text{m}$, $m = 3$, $m_0 = 0.15$, $m_1 = 2.571$, $H_1 = 45\text{m}$, $k = 2.7\text{m/d}$, $\mu = 0.15$, 分别计算水库水位在 $t = 3\text{d}$ 内降落 18m 和 27m 时, 坝体内自由水面的位置。

(1) 当库水位在 3d 内降落 18m 时

首先计算下列值:

$$L = (3 - 0.15) \times 45 - 2.571 \times 27 + 5.4 = 64.233 \text{ (m)}$$

$$\frac{L^2}{H_c} = \frac{(64.233)^2}{27} = 152.8103$$

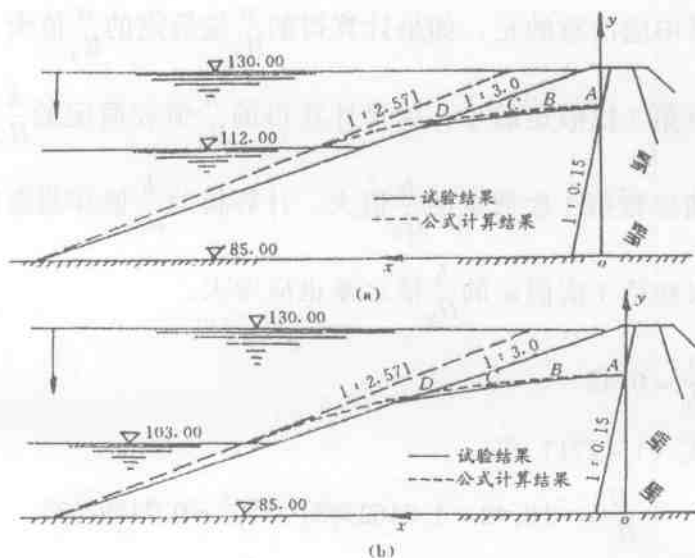


图 1-28 透水地基上土坝非稳定渗流计算图

$$\left(\frac{L^2}{H_c} + 2m_0L + m_0H_c \right) = 152.8103 + 2 \times 0.15 \times 64.233 + 0.15 \times 27 = 176.1302$$

$$\frac{2kt}{\mu} = \frac{2 \times 2.7 \times 3}{0.15} = 108$$

$$\alpha = \frac{\frac{2kt}{\mu}}{\left(\frac{L^2}{H_c} + 2m_0L + \hat{m}_0H_c \right)} = \frac{108}{176.1302} = 0.61318372$$

$$\exp(\alpha) = 1.8462983$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{L^2}{H_c} + 2m_0L + m_0H_c \right)}{\frac{L^2}{H_c}} = \frac{176.1302}{152.8103} = 1.1526068$$

计算时采用试算法，即先假定 $\frac{h}{H_0}$ 值；然后按公式 (1-271) 计算 $\frac{H}{H_1}$ 值，并算得 H 值。求得 H 值后再反算 $\frac{h}{H_0} = \frac{H - H_c}{H_0}$ ，用以检验计算得的 $\frac{h}{H_0}$ 值与假定的 $\frac{h}{H_0}$ 值是否相等，如两者相等，则表示计算正确，否则应重新假定 $\frac{h}{H_0}$ 值再进行计算，直至两者基本相等为止，一般经过 4~5 次试算，即可获得满

意结果。计算中应注意的是，如果计算得的 $\frac{n}{H_0}$ 较假定的 $\frac{n}{H_0}$ 值大，则第2次假定的 $\frac{h}{H_0}$ 值应较第1次假定的小；如果计算得的 $\frac{h}{H_0}$ 值较假定的 $\frac{h}{H_0}$ 值小，则第2次假定的 $\frac{h}{H_0}$ 值应较第1次假定的 $\frac{h}{H_0}$ 值大。计算得的 $\frac{h}{H_0}$ 值和假定的 $\frac{h}{H_0}$ 值相差愈大，则第2次和第1次假定的 $\frac{h}{H_0}$ 值之差也应增大。

①假定 $\frac{h}{H_0} = 0.42$

根据公式(1-271)得：

$$\frac{H}{H_1} = (0.42 \times 1.8462983)^{1.1526068} = 0.74592628$$

故

$$H = 0.74592628 H_1 = 0.74592628 \times 45 = 33.566682 \text{ (m)}$$

$$h = H - H_0 = 33.566682 - 27 = 6.566682 \text{ (m)}$$

$$\frac{h}{H_1} = \frac{6.566682}{18} = 0.36481527 < 0.42$$

②假定 $\frac{h}{H_0} = 0.440$

仍按上述方法计算得：

$$\frac{H}{H_1} = 0.78701406$$

$$H = 35.415631 \text{ (m)}$$

$$h = 8.415631 \text{ (m)}$$

$$\frac{h}{H_0} = 0.467535$$

根据 $\frac{h}{H_0} = 0.440$ 和 $H = 35.415631\text{m}$ ，按公式(1-272)重新计算得 $\alpha =$

$$0.60502028 \exp(\alpha) = 1.8312893, \frac{H}{H_1} = 0.7796447, H = 35.084901\text{m}, h =$$

$$8.084001\text{m}, \frac{h}{H_0} = 0.4491118 \approx 0.440。$$

由上式计算可见，按公式(1-278)和按公式(1-272)计算得的 H