



中国水电顾问集团西北勘测设计研究院
NORTHWEST HYDRO CONSULTING ENGINEERS, CHECC

水电技术专著系列

土石坝变形 与稳定分析

王复来 陈洪天 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn



中国水电顾问集团西北勘测设计研究院
NORTHWEST HYDRO CONSULTING ENGINEERS, CHECC

水电技术专著系列

土石坝变形与稳定分析

王复来 陈洪天 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

图书在版编目 (CIP) 数据

土石坝变形与稳定分析/王复来, 陈洪天著. —北京:
中国水利水电出版社, 2008
(中国水电顾问集团西北勘测设计研究院水电技术专著
系列)

ISBN 978-7-5084-5318-7

I. 土… II. ①王…②陈… III. ①土石坝—变形—研究
②土石坝—稳定性—研究 IV. TV641

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2008) 第 020333 号

书 名	中国水电顾问集团西北勘测设计研究院水电技术专著系列 土石坝变形与稳定分析
作 者	王复来 陈洪天 著
出版发行	中国水利水电出版社 (北京市三里河路 6 号 100044) 网址: www.waterpub.com.cn E-mail: sales@waterpub.com.cn 电话: (010) 63202266 (总机)、68367658 (营销中心)
经 售	北京科水图书销售中心 (零售) · 电话: (010) 88383994、63202643 全国各地新华书店和相关出版物销售网点
排 版	中国水利水电出版社微机排版中心
印 刷	北京市兴怀印刷厂
规 格	184mm×260mm 16 开本 20.75 印张 492 千字
版 次	2008 年 7 月第 1 版 2008 年 7 月第 1 次印刷
印 数	0001—3000 册
定 价	56.00 元

凡购买我社图书, 如有缺页、倒页、脱页的, 本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究

QIAN YAN 前言

土石坝稳定性系指土石坝在运行过程中没有任何不允许变形的性质，表征土石坝处于令人相当满意的稳妥运行状态。土石坝变形与稳定分析是阐述现代岩土力学在土石坝工程中的应用，为安全可靠、经济合理地评价土石坝稳定性提供基本理论与分析方法。进入 21 世纪以来，土石坝的设计分析已非传统的稳定、沉降与渗透三项计算所能概括；随着大量兴建土石坝实践经验的积累，计算、试验和观测的技术进步，已发展了可以更确切反映土石坝的实际性能与工作机理的分析理论与方法，推动了土石坝工程技术的进展。目前可以说是土石坝的某些设计基本概念有所变革的时期，在极限平衡稳定分析以及用有限单元法的应力应变分析中，都已有使用更能确切反映材料抗剪强度特性的非线性 Mohr 强度准则的趋势；在抗震分析中，有使用动力分析取代拟静力分析的趋势；且在现代土石坝工程上已形成新的特征，如边坡较陡，剖面更为经济；剖面具有更佳的地震反应状态以及抗御强烈地震的能力等。有关内容虽在我国目前的规程中尚未充分反映，但实际上已为建设现代土石坝所不可或缺。在本书中将阐述对现代土石坝有实际应用价值的岩土力学基本理论与分析方法。

目前在工程实践中，已可以在经验性的基础上，应用现代岩土力学知识，稳妥可靠而又相当经济地兴建土石坝工程；这可以从土石坝是目前世界上应用得最广泛，也是兴建了最高的坝工现实状况中得以证实。土石坝的经验性，不仅表现于正确设计适合当地条件的坝体基本结构型式与填筑材料性质，供作分析的有效基础；也表现于计算分析成果的结论性评价。目前在土石坝的各项分析中，仅极限平衡稳定分析经验性地规定有定量的允许安全系数，且在作结论性评价时尚需与条件相似工程作经验性比较；至于其他的分析，基本上都依借于经验作出评断。因而在本书中将阐述土石坝的发展过程与有关的基本经验。

本书共分为 6 章。第 1 章按土石坝发展的历史过程，阐述建设的基本经验，以便于吸取教训，推进现代技术的发展。第 2~5 章是静力分析部分。第 2 章是阐述土的应力应变基本概念以及抗剪强度理论与有效应力原理；其中指出了强度是应力应变关系上表征材料“failure”，意为“破坏”或“失效”的

应力界限，但又不能都概括为“破坏”的概念。还据 Newmark 综合土工试验成果完整表达抗剪强度特性的 Mohr 强度包络线，提出幂函数表达的 Mohr 强度方程式，扩展了原只限于无粘性土的状况。明确显示 Mohr-Coulomb 包络线是非线性的 Mohr 包络线在压缩的有限区域内的线性简化处理准则。第 3 章阐述土石坝中渗透水流与渗透稳定分析的基本原理和应用方法；还较详细地论证了水荷载与土体重的荷载转换，为第 4 章稳定分析计算土体重提供依据。另还介绍了迅速判别坝体中不稳定渗流状态，利用图表简捷确定上游坝壳在库水位降落期浸润线的方法。第 4 章阐述现在供作评价土石坝稳定性主要手段的极限平衡稳定分析，列出了可参考的允许安全系数与符合现代岩土力学安全系数定义的主要分析方法，包括条分法与无限长边坡法。各条分法都用数解式列出，包括应用线性或非线性抗剪强度准则的总应力分析式或有效应力分析式，并详细说明其假设、求解条件以及优缺点，以便于结合电子计算机计算技术进行应用。还有手算实例附录，有助于各方法的理解与应用。第 5 章阐述应用有限单元法分析土石坝的应力与变形以及用压缩曲线估算坝顶沉降的传统计算。非线性弹性应力应变分析仅介绍现在土石坝设计工作中已受到广泛应用的双曲线土体模型，以及其弹性参数都能与 Mohr 准则相容，确切反映拉压应力范围内应力状态，统一用幂函数表达的改进模型以及用浸水固结不排水试验估算浸水土体变形的模式。坝顶沉降计算列入考虑心墙起拱效应的影响。第 6 章是抗震分析。首先阐述土石坝具有良好抗震能力的宏观历史经验以及传统的拟静力法与其在工程实践中曾遇到的问题。再结合工程应用实例，阐述目前土石坝与地基的动力反应分析与判断液化以及计算坝体永久变形的各种方法，还有引用永久变形法作论证，提出仍可较简单地用拟静力法核算的合理地震系数法。

现在应该注意到广为应用的 Duncan E-B 模型，受制于两个基本问题：首先是抗剪强度采用简化为线性的 Mohr-Coulomb 强度包络线，不能确切反映非线性的 Mohr 包络线在各种受力状态下所固有的性能；其次是表达弹性参数的幂函数方程式不适用于粘性土。对于后者，基于分析碧口土石坝的工作经验，1970 年即有文《邓肯模型的改进》论及；而对于前者，由于非线性的 Mohr 强度包络线论证资料不足，当时未有触动。Duncan 为亲自对一个接近临界状态，已有过度变形的土坝，进行了分析，所得成果也与实际观测的情况不符；显然，线性的 Mohr-Coulomb 强度准则，既反映不了小应力下的拉压复合状态，也反映不了大应力下的塑化状态。

N. M. Newmark 于 1960 年在美国土木工程学会主办的粘性土剪切强度研究会议开幕式上主讲了“土壤破坏假说”，其中介绍了利用三轴张拉、简单

张拉、纯剪、简单压缩等非常规试验 Mohr 圆共同构成的抗剪强度包络线的非线性形态。顺便提起,在当年难有机会看到原版书的情况下,1965 年出版的《粘性土抗剪强度译文集》,却未含在会议中处于首要地位的此文。此非线性的 Mohr 抗剪强度包络线,显然可以用含张拉强度参变数的幂函数普遍方程式来表达;对于无张拉强度的无粘性土,即可简化为土石坝稳定分析中常用的 De Mello 方程式。

再讨论一下“Failure”的基本定义,这是对工程分析评价有重要影响的问题。按照工程逻辑,一个安全可靠的工程结构,其构成的任何部分都不应有所破坏。但是,现今在有限元的分析中,常会遇到坝内某个区域有些应力达到抗剪强度的单元,已经发生“Failure”的结论,用中文对此字多作“破坏”的解释,实在不够确切。这似乎是初译有误,沿用至今所致。对于变形加强软化土,“Failure”确应译作“破坏”;而对于变形加强硬化土的丧失弹性效应,“Failure”就似更宜译作“失效”或“屈服”,因为所有丧失弹性效应的土体都将处于“塑化”状态,根本不存在有真正的“破坏”物理现象。在前述的 N. M. Newmark 的一文中,对于“Failure”的定义,也有明确解释,可供参考。笔者认为这是一个现今应予以澄清的基本定义,可免于引发工程上的错误理解与判断。

借此书出版之际,感谢学长们于 1980 年即将笔者提出的“滑动稳定通用法”命名为“王复来法”。时至今日,可以直言。滑动稳定通用法是基于 Janbu 法的力学设定条件,在求解思路上作了改进,所以更便于计算。在精确类方法所共有的假设条块之间作用力的问题上,两法都是只需假设条块之间作用力在侧面上的作用点高度,所以比较简单,也易于合理,从而也就没有判断条块之间作用力的合理性问题,简化了计算。此两法共同的弱点是条分宽度要适宜,以利迭代的稳定性与收敛性;笔者在注意控制条分数不超过 15~20 条块后,就未曾再遇到过困难。

本书所罗列的基本资料与推导的理论公式,都源自于工作中的积累,具有较强的实用价值。甚至在应用电算程序遇到问题时,都可用作追根究底的参考。但由于水平所限,难免有不当欠妥之处,热切希望读者批评指正。

王复来 陈洪天

2007 年 11 月

目 录

前言

1	土石坝的发展与经验	1
1.1	概述	1
1.2	早期的土石坝	3
1.3	土防渗体发展时代的土石坝	14
1.4	现代土石坝	29
	参考文献	74
2	土的变形与强度	78
2.1	应力与应变	78
2.2	抗剪强度	83
2.3	有效应力原理	89
2.4	剪切试验的方法与参数的选择	98
	参考文献	105
3	渗流与渗透稳定分析	106
3.1	渗透水流	106
3.2	作用在土体上的体积力	114
3.3	渗透稳定	121
	参考文献	126
4	稳定分析	128
4.1	概述	128
4.2	荷载组合与允许安全系数	130
4.3	总应力分析与有效应力分析及其抗剪强度指标	135
4.4	条分法的稳定分析	141
4.5	无限长边坡法的稳定分析	188
4.6	条分法的坝坡稳定计算实例	190
	参考文献	207
5	应力和变形分析	210
5.1	概述	210
5.2	非线性弹性模型	211

5.3	有限单元法	233
5.4	土石坝的浸水变形效应与各运用期的分析	239
5.5	坝项沉降计算	252
	参考文献	258
6	抗震分析	260
6.1	概述	260
6.2	拟静力法分析	270
6.3	土的动力性质	275
6.4	液化	283
6.5	土石坝地震反应分析	294
6.6	永久变形的动力分析	303
	参考文献	321

1 土石坝的发展与经验

1.1 概述

土石是最早建筑堤坝的材料,用简单工具锹铲就可铲土挡水,也适合高度机械化施工,时至当今,仍用于兴建世界上最高的大坝。我国最早的堤坝是春秋时期的公元前 598~前 591 年,在安徽省寿县建的安丰塘。公元前 34 年,在河南省建的高 16m、长 820m 的马仁陂土坝,经历代维修,迄今尚在安全运行。但在 19 世纪以后,世界一些发达国家随着工业崛起,坝工建设有了很大发展,而我国却停滞不前。据 1950 年世界大坝统计资料,高 15m 以上的坝有 5196 座,我国仅有 8 座,占 1.54%。中华人民共和国成立以后,我国坝工建设有了飞跃的发展,据《世界大坝登记》刊载,1982 年底,登记高 15m 以上的大坝总数是 34798 座,我国有 18595 座,占 53.4%,其中绝大多数是土石坝^[1]。但建国后 40 多年里,恰是国外的土石坝蓬勃发展时期,而我国建设的高度达到百米的大坝仅有碧口、石头河、鲁布革以及石门和曾文等 5 座,与世界水平相比,有相当的差距。但自 20 世纪 90 年代以来,我国的土石坝建设有了飞速发展。小浪底、瀑布沟、糯扎渡等高心墙坝,天生桥一级、公伯峡、洪家渡、水布垭等高混凝土面板堆石坝,冶勒等高沥青混凝土心墙坝等一大批土石坝工程已经竣工或正在兴建,已处于世界土石坝建设的前列。

20 世纪 60 年代以来,随着电子计算机应用、土工试验、现场观测技术的发展,土力学也得到很大进展;但是土石坝的设计仍是经验性的,土石坝的计算分析也是半经验性的复核。每个工程不仅是当地可以利用的土石料源,在性能和数量上迥异;并且每种材料通过不同施工工艺填筑于坝体后,也会带来性能上相当大的差异;而土石坝除了要满足挡水要求外,其结构尺寸还主要取决于填料的自身性能,要控制坝体渗流与变形和裂缝,保证坝体具有足够的稳定性,这都必须充分吸取前人的建设经验,寻求因地制宜的最佳设计。常规标准土工试验的指标、稳定计算的方法以及相应允许安全系数的选择,在很大程度上也是以建设经验为基础,以便材料的性能与坝体的安全度可以合理地得到相对比较。应用有限单元法分析尚无衡量稳定性的定量标准。土石坝具有良好的抗震能力,但是不仅难以用传统的拟静力法进行正确判断,即使采用动力分析方法也无可供衡量抗震能力的明确定量标准,进行这样分析得到的成果基本上都还得凭借经验作出判定。尽管如此,现代岩土力学仍有力地推动了土石坝工程技术的发展,并且也为现代土石坝奠定了理论分析的基础。

近年来面板堆石坝颇为盛行, Cooke 对此曾谈到:“边坡坡度通常是根据先例而不是根据稳定分析确定的。”^[2]现代面板堆石坝的现行设计确有不少主要凭借的是经验,但探索与采用切合实际的定量分析方法仍然是有益的,可以加深理解与相应地确定更为一般化的通用准则,为深化设计提供合理的基础。只按工程实例考虑坝坡,不提高堆石抗剪强度的

理性认识,不但难以确立土石坝设计共同遵循的准则,且对复杂地基上坝体稳定性也难于作出较确切的判断。不凭借动力分析,不仅难于对地震强度可能超越现有经历的坝进行判断,也难于发展形成现今坝顶有较好抗御地震能力的结构型式。概而言之,经验所能起的作用毕竟是有限的,要促进事物的发展还得掌握其基本规律。

20 世纪土石坝有迅速发展,在当今较高的坝中,主要代表性的坝型是土质防渗体坝和混凝土面板坝,在图 1.1 中可以看到此两坝型与高度的发展情况。^[2]土石坝的发展是难以从年代上作出截然划分的,图中的过渡时期实际上是面板坝的建设处于低潮,土心墙与土斜墙坝兴盛发展阶段。按照土石坝工程技术发展的时代特性,分为三个阶段:早期发展阶段、土防渗体发展阶段与现代发展阶段。可以注意图中混凝土面板石坝在进入 2000 年后,有一个点子密集的兴建高面板坝的高潮,是我国建设发展的高面板堆石坝,对形成此潮流起了至关重要的作用。下面 1.2~1.4 节将分别叙述,以便于从历史发展方面更好地理解现代土石坝。现今工程技术已经能够充分保证土石坝具有良好的稳定性和抗震性,并在计算分析中可以得到比较和鉴别,达到工程设计既安全又经济的基本要求。

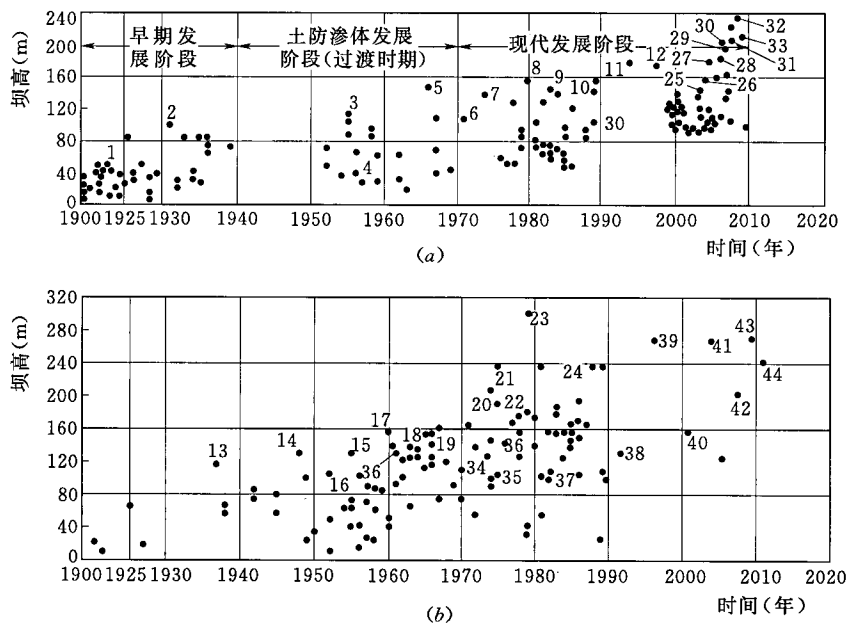


图 1.1 堆石坝的坝型与坝高发展情况

(a) 混凝土面板堆石坝; (b) 防渗土体堆石坝

- 1—Straw berry; 2—Salt Springs; 3—Paradela; 4—Quioch; 5—New Exchequer; 6—Cethana; 7—Anchicaya;
 8—Foz do Areia; 9—Khao Laem; 10—Segredo; 11—Aguamilpa; 12—天生桥一级; 13—San Gabriel No. 1;
 14—Mud Mountain; 15—Ambukiao; 16—Brownlee; 17—Geoscheneralp; 18—Cougar; 19—Akosombo;
 20—New Melones; 21—Chivor; 22—Dartmouth; 23—Hypek; 24—Guavio; 25—公伯峡;
 26—吉林台; 27—洪家渡; 28—三板溪; 29—Karahnjukar; 30—Campos Novos;
 31—Bakun; 32—水布垭; 33—江坪河; 34—曾文; 35—碧口; 36—石门;
 37—鲁布革; 38—金盆; 39—Boruca; 40—小浪底; 41—Tehri;
 42—瀑布沟; 43—糯扎渡; 44—长河坝

1.2 早期的土石坝

在 19 世纪末与 20 世纪初，用土料和石料筑坝系采取完全不同的工艺与结构型式。土坝用压实填筑法或水力冲填法建筑；堆石坝用抛填法建筑。土坝多用土体自身防渗；堆石坝须用其他材料，先用木板，后发展成用混凝土板防渗。当时所建土坝的高度一般较低，用堆石可以建较高的坝，但也仅以百米为限。

1.2.1 土坝

早期的土坝都是用粘性土填筑主体结构。若当地无其他可供利用的较透水的材料，则单一地用粘土建成均质坝；若有较透水的砂砾石等材料，则在粘性土体两侧覆盖以较透水的材料，保护中间起防渗作用的粘性土体，提高坝体的渗透稳定性与边坡的稳定性，即心墙式的分区坝。这样的构思在早期是自然而合理的，而且时至今日在小型工程中仍可认为是合适的，美国垦务局为这样小坝提供了标准结构型式，其剖面见图 1.2，相应的边坡见表 1.1^[3]。坝壳也可应用多种透水料，由内向外各区的粒径应逐渐增大，渗透性也逐渐增大。

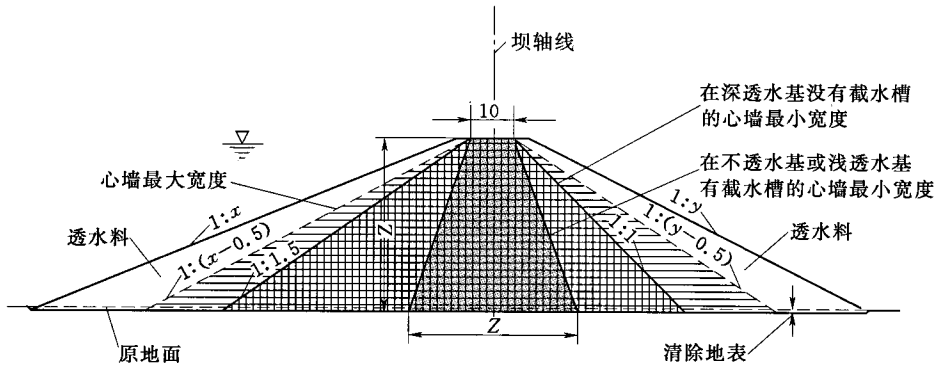


图 1.2 宽心墙小土坝标准剖面 (单位: ft)

注 1ft=0.3048m

表 1.1 在坚固地基上小土坝的边坡

坝型	运用条件	骤降情况	土的统一分类		边坡系数 (水平:垂直)	
			坝壳	心墙	上游	下游
均质坝有或 无坝趾排水	滞洪或蓄水	无	GC,GM,SC,SM		2.5:1	2:1
			CL,ML		3:1	2.5:1
			CH,MH		3.5:1	2.5:1
均质坝 有坝趾排水	蓄水	有	GC,GM,SC,SM		3:1	2:1
			CL,ML		3.5:1	2.5:1
			CH,MH		4:1	2.5:1

续表

坝型	运用条件	骤降情况	土的统一分类		边坡系数 (水平:垂直)	
			坝壳	心墙	上游	下游
心墙坝 最小心 墙宽度	都适应	不是临界情况	堆石, GW, GP, SW(含砾), SP(含砾)	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2:1	2:1
心墙坝 最大心 墙宽度	滞洪或蓄水	无	堆石, GW, GP, SW(含砾), SP(含砾)	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2:1 2.25:1 2.5:1 3:1	2:1 2.25:1 2.5:1 3:1
心墙坝 最大心 墙宽度	蓄水	有	堆石, GW, GP, SW(含砾), SP(含砾)	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2.5:1 2.5:1 3:1 3.5:1	2:1 2.25:1 2.5:1 3:1

由于这些早期小均质坝在下游坝趾处常发生软化或泥化, 后遂在下游坝趾设以堆石棱体排水, 并在坝体与排水间设有反滤层, 保护渗流逸出处土体的渗透稳定性。对一些稍高的均质坝, 还采用在下游坝趾向坝内延伸的水平排水, 以降低孔隙压力与渗透作用力对下游边坡稳定性的影响。后来发现这些坝趾排水的作用是有限的, 经常达不到预期效果, 在下游坝坡的排水以上部位仍有渗水逸出或有软化、泥化现象。这是由于坝体都是水平成层碾压, 土体的渗透是非均匀的, 粘性土体的水平渗透系数 k_h , 常远大于垂直渗透系数 k_v , 在坝体中会形成较高的浸润线。见图 1.3 中有水平排水的均质坝在满库时的渗透流网, 图 1.3 (a) 是按均质设想的 $k_h = k_v$ 的情况, 图 1.3 (b) 是非均质的, 按 $k_h = 16k_v$ 绘制的可能出现的实际情况^[4]。再者, 若坝体中存在施工填筑碾压欠佳的薄弱水平层, 渗透水流亦可沿之在下游坡面上逸出。另外, 更普遍的情况是坝体下部土体的有效应力较大, 固结度较高, 土体较密实, 而使其渗透性降低, 使坝趾棱体排水或水平排水难以发挥理想效用, 致使坝体中浸润线较高, 孔隙压力较大, 对边坡的稳定性产生不利的影响。为此, Terzghi 曾在 1953 年于瑞士苏黎世召开的第三届国际土力学会议上, 建议在均质坝的坝体中间用一个竖向排水全面拦截渗透水流。

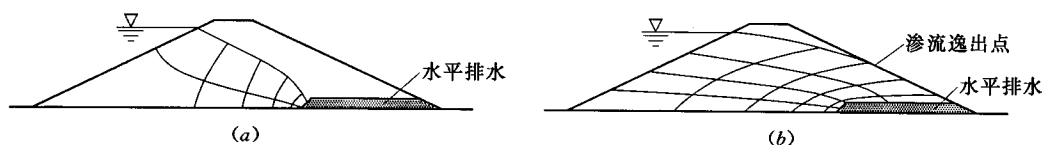


图 1.3 在均质坝中均匀与不均匀渗流的流网

(a) $k_h = k_v$; (b) $k_h = 16k_v$

早期的分区坝, 考虑用最宽的心墙, 其坝壳所用的相对透水料, 约占坝体总方量的 20%, 如图 1.4 所示的坝体结构, 还有在满库时稳定渗流期的流网和在泄空时库水位降落期的瞬时流网以及分别控制下游和上游边坡稳定的两个最危险滑弧^[5]。可以看出作用在滑

弧上可能滑动土体的孔隙水压力比较高, 相应的渗透作用力较大, 边坡稳定性基本上仍为心墙土体控制, 需要较平缓的坡度, 坝体填筑方量较大, 这样的剖面当然是相当保守的。

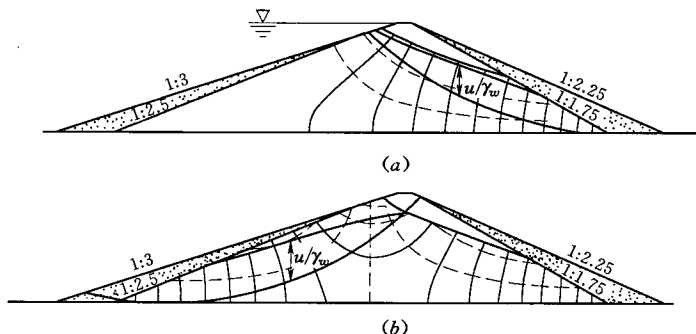


图 1.4 早期土石坝的边坡稳定分析

(a) 稳定渗流期的下游边坡; (b) 库水位降落期的上游边坡

这样的分区坝, 即使用图 1.2 中最窄的心墙, 在今日看来, 仍是相当宽的。这种宽心墙, 曾用于兴建一些较高的土石坝。美国垦务局在加利福尼亚州曾建成这种宽心墙中最高的 Trinity 土坝, 见图 1.5。坝高 164m, 在 1962 年建成时是当时土石坝中最高的。防渗心墙用风化安山变质岩, 经羊足碾压实后粉碎成粘土、粉土、砂和砾。心墙两侧过渡区用风化页岩和粉砂岩, 经压实后粉碎成砂、砾和卵石。透水坝壳是履带式拖拉机压实的砾、卵石和漂石与粉土、砂、砾、卵石和漂石构成的交互层。上、下游坝趾用坚硬石块抛填。设计者当时声称此坝最大限度地利用了开挖料^[4]。

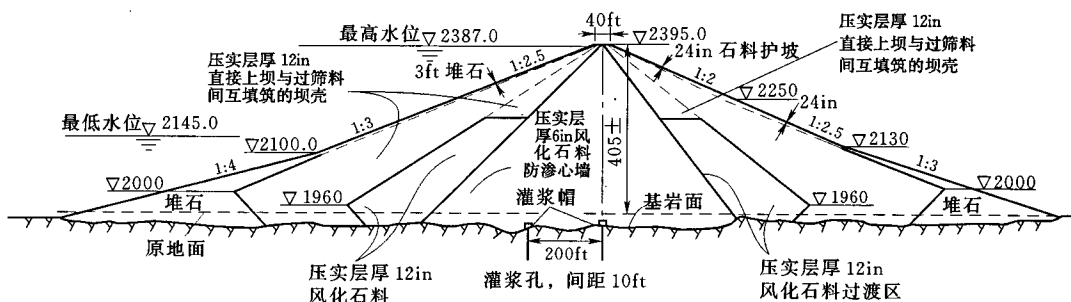


图 1.5 Trinity 土坝剖面图 (单位: ft, in)

注 1ft=0.3048m; 1in=2.54cm

美国垦务局兴建的这种宽心墙土坝, 曾发生过一起在大坝失事历史中溃决最高坝的事故。垦务局已有 70 多年建设大坝的经验, 建有不少世界著名的工程, 这当然引起从事这一领域工作的人员普遍注意。1976 年 6 月 5 日, 位于爱达荷州高 92m 的 Teton 坝, 在初次蓄水接近蓄满时, 靠右坝肩坝体只历经 5 小时即完全溃决。坝剖面见图 1.6。基岩为流纹岩与凝灰岩。有很透水的宽节理系。帷幕灌浆试验显示钻孔在 70ft (21.3m) 深度内吃浆量很大, 遂确定在此岩层中用截水槽防渗, 在槽下再设防渗灌浆帷幕。截水槽中回填的是与心墙土料相同的风积粉土, 填筑含水量低于最优含水量 0.5%~1.5%, 塑性低, 易

遭冲蚀。截水槽较窄，底宽 30ft (9.1m)，槽坡为 1:0.5。回填土与未封闭的富节理岩石直接接触，有 2ft (61cm) 宽用大于最优含水量填筑的接触岩面土带。调查研究失事的原因是：截水槽中防渗土体与节理岩石在接触面上没有用砂浆或混凝土将之隔开，也未设反滤层阻止土料进入岩石节理空隙，以致存在土体产生管涌的通道。截水槽下灌浆帽两侧未封闭岩石节理中水流冲蚀截水槽底填土，形成槽底通道；窄截水槽填土由于拱效应使应力降低，易于发生水力劈裂，形成槽中通道。这些都会使截水槽与基岩中的冲蚀迅速扩展，发展成洞穴，从而导致坝体破坏。此坝是按现代技术要求填筑的，但显然并未充分吸取现代工程实践中的有关经验，从而存在有致命的薄弱部位，以致失事^[6]。

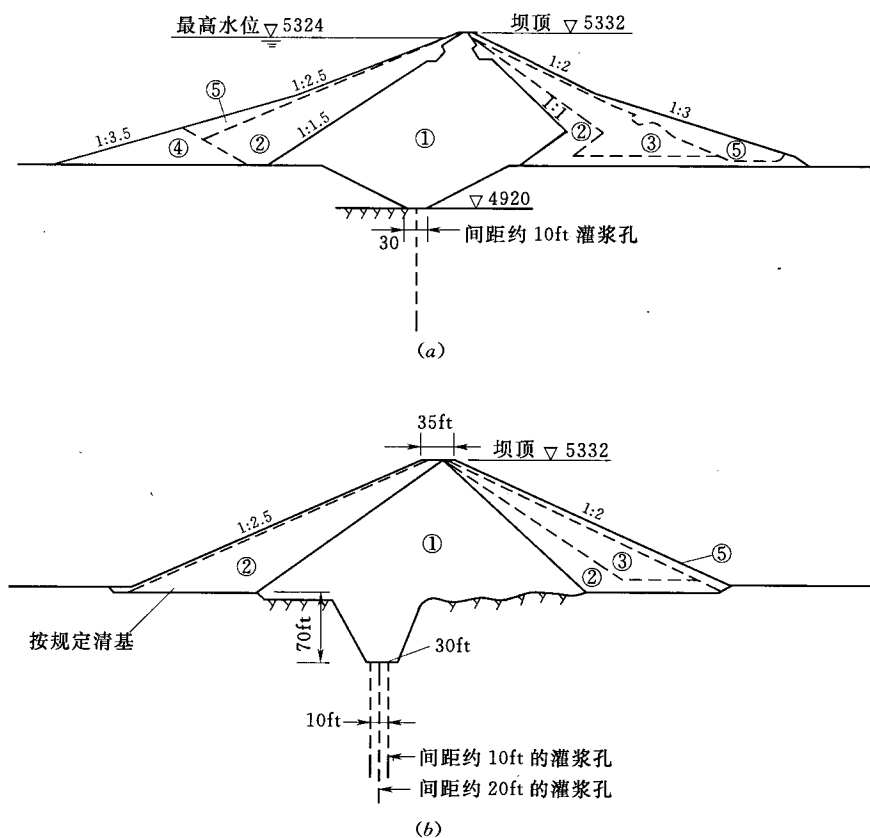


图 1.6 Teton 坝剖面图 (单位: ft)

(a) 河床典型剖面; (b) 坝肩典型剖面

①—含有一些粘土、砂和砾石的粉土; ②—精选的砂砾石; ③—混杂土填筑;

④—精选的粉土、砂砾石; ⑤—堆石

注 1ft=0.3048m

这样的宽心墙土坝，内部心墙对上、下游边坡的稳定仍将存在一定影响，故坝坡较缓，填筑量较大。若兴建在透水的冲积层上，通常用截水槽防渗，则整个防渗体的渗透比降是不均匀的，且以截水槽底，土与基岩接触面的防渗薄弱性最大，而上部防渗体却又不能充分发挥防渗效能。这样的结构从技术和经济上衡量都似有所欠佳，故当今在高坝中已

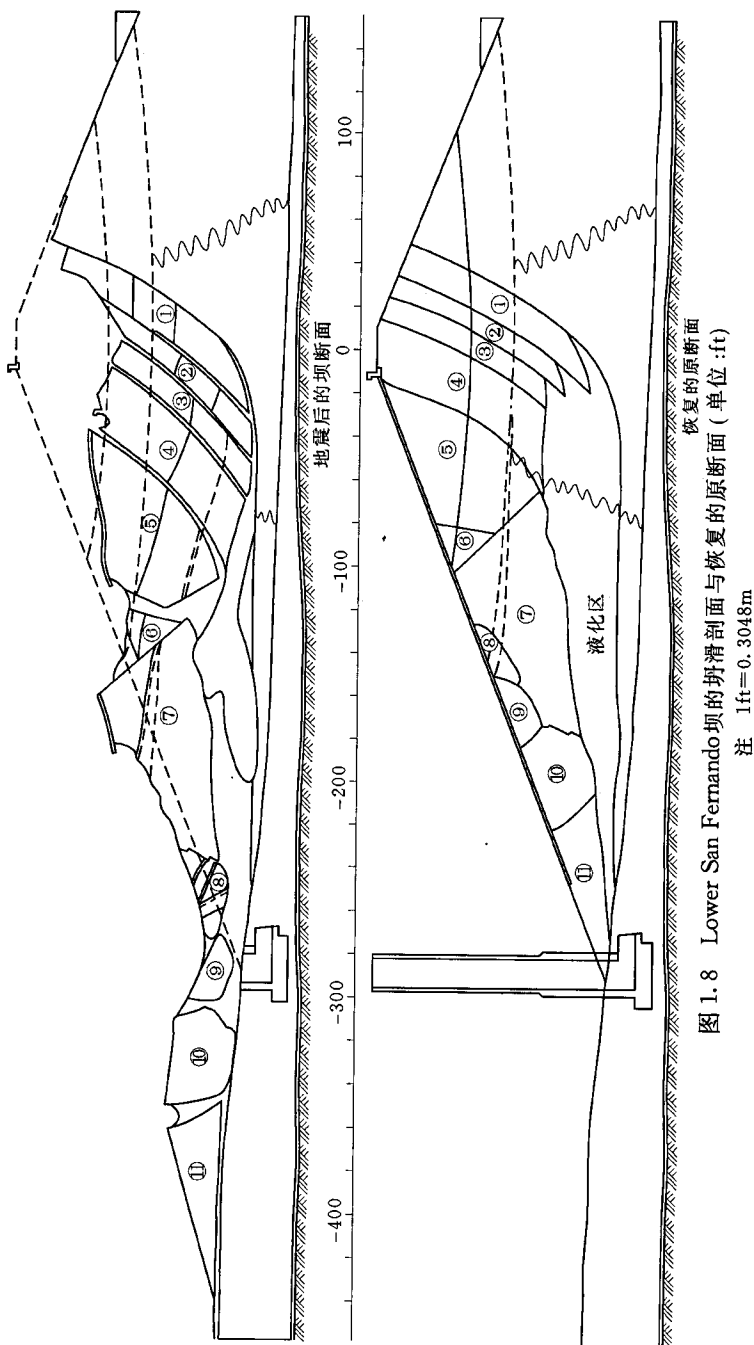
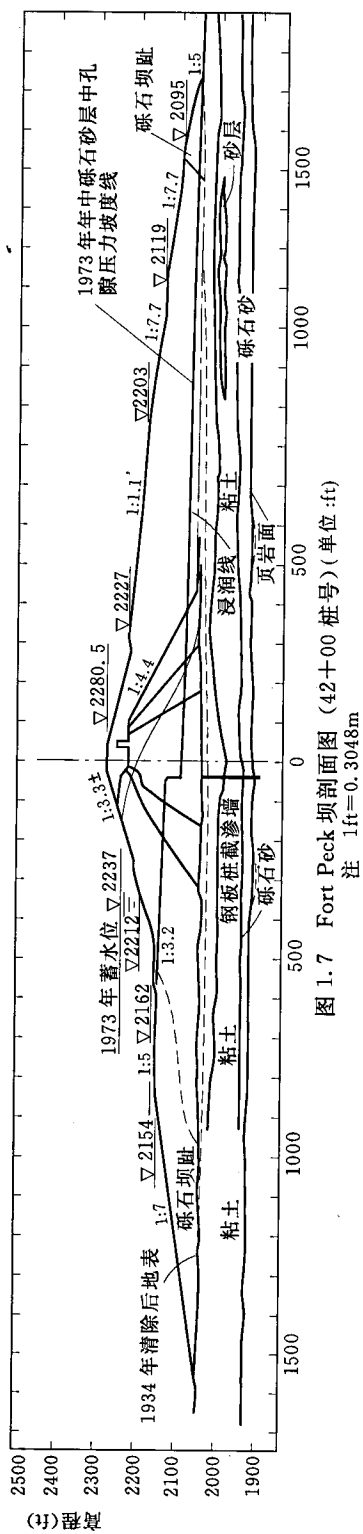
少用这种大断面防渗体的土石坝。但是在小坝中, 由于对坝基难以可靠而完善地进行防渗处理, 实践经验也表明较薄的心墙防渗体在低坝中较易发生冲蚀渗漏事故, 所以采用较保守的宽心墙作防渗体仍是比较合适的。

1.2.2 水力冲填坝

随着美国加利福尼亚州在 1849 年兴起采掘金矿, 大量利用水力, 从而发展了用水力冲填法兴建土坝。初始是用砂、砾或石料构成约占总体积 $1/3$ 的上、下游外壳, 在其间冲填以上。这在当时尚没有能有效控制填土压实方法与土方机械设备的情况下, 能这样兴建一个有一定密实度的大方量土体, 认为是一个经济而有效的方法。以后又发展了完全用冲填法兴建的或与运输机械压实填土相结合的多种坝型, 按控制细粒土沉积部位分成均质坝、心墙坝和斜墙坝。

美国早期的水力冲填坝, 有不少在施工中或刚竣工后发生坍滑, 这是因为冲填土中孔隙水压力较大, 土体尚未及较好地固结、抗剪强度较低, 致使坝体稳定性较差。另也有不少能正常地运行, 虽冲填土的密实度较低, 尚能具有抗御中等强度地震的能力^[7]。美国在 1934 年, 在蒙大拿州 Missouri 河上开工兴建世界上最大的水力冲填坝 Fort Peck 坝。水力机械输送泥浆在坝外坡向内排放沉积, 以形成较透水的坝壳和较不透水的心墙。心墙下有一道防渗钢板桩穿过冲积层插至页岩。页岩中有几层膨润土层。1938 年 12 月此坝正在施工时, 由于膨润土层产生滑移, 导致冲积层中所含砂层液化, 饱水的上游坝体与坝基发生了大规模滑坡。后用水力冲填法结合压实填筑法予以修复与继续兴建完成, 见图 1.7。由于认为难于有效控制水力冲填坝在施工中的稳定性, 再加之碾压填筑技术与设备的发展, 美国在此后就再没兴建水力冲填坝。Fort Peck 坝在河谷中间不足 200ft (61.5m) 高度处, 曾测得沉降 16ft (4.88m), 这主要是由于地基中粘土层的压缩。1976 年 3 月用动力分析对此坝作了抗震复核, 在距坝 10miles (16km) 发生 5.5 级的最大可信地震影响下, 坝址处的峰值加速度为 $0.2g$, 此坝的稳定是具有安全保证的^[8]。

1976 年 2 月 9 日美国加利福尼亚州南部发生了里氏 6.6 级地震, Lower San Fernando 坝上游边坡发生滑坡, 坝顶上部 10m 坍滑, 幸而当时蓄水位低于坍滑后严重开裂顶部 1.5m, 未酿成大灾, 见图 1.8。但此已足以使美国当局与有关方面震惊, 原认为此水力冲填坝也像一般土坝那样具有抗震能力; 并且在此 5 年前, 技术相当权威的有关单位人员组成的一个工作组, 曾对此坝的安全作过鉴定, 当时按地震系数 0.15, 用拟静力法进行极限平衡稳定分析得到的稳定安全系数为 1.3, 确认此坝在当地可能发生的地震影响下, 是能够保证稳定的。现场观测仪器记录到的地震情况表明, 基岩的最大地震加速度为 $0.55g \sim 0.60g$, 主震历时约 14 秒, 随后 80 秒内又发生了 5 次余震。滑坡在主震后约 30 秒时发生。破坏是由于图 1.8 中上游坝壳底部水力冲填砂的液化, 引起上部土体坍滑, 再使坝顶失去侧向支撑而坍落。经地震破坏复核 (见 6.5 节), 动力分析表明在上游坝壳内有液化区, 按液化情况作静力极限平衡稳定分析, 上游坝坡的稳定安全系数只有 0.8, 不足以维持上游边坡的稳定, 见图 1.9^[7]。此次事故后, 美国陆军工程兵团和垦务局等单位都重新研究与制定了土石坝的抗震设计准则, 并对所有已建与在建大坝的抗震稳定性进行全面复核。首先复核的当然是水力冲填坝, 美国陆军工程兵团当时除复核了所属的 Fort Peck 坝



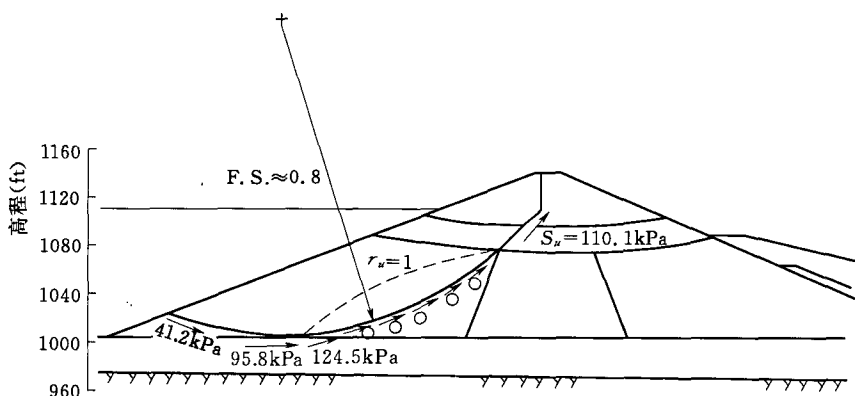


图 1.9 Lower San Fernando 坝震后液化的静力稳定分析

注 1ft=0.3048m

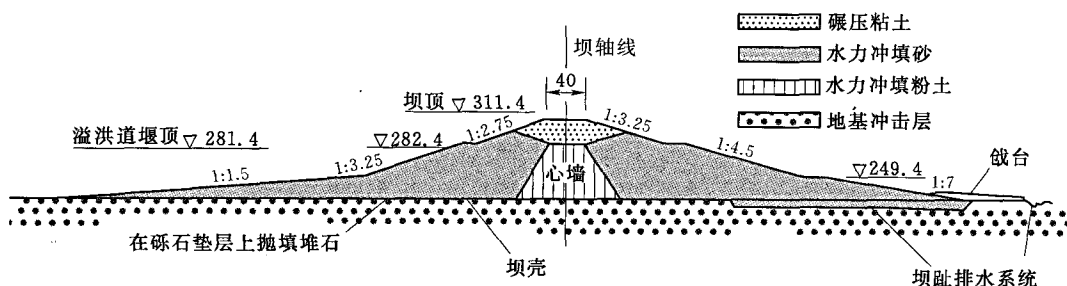


图 1.10 Sardis 坝的典型剖面 (单位: ft)

注 1ft=0.3048m

外, 还复核了在密西西比州, 高 117ft (35.7m) 的 Sardis 水力冲填坝, 见图 1.10。此坝于 1936 年 8 月开工, 1939 年 11 月竣工。抗震复核调查的最大可信地震的最大加速度 $0.2g$, 最大速度 40cm/s , 最大位移 20cm , 历时 24 秒。在整个坝长 15300ft (4663m) 的中间有一个长 1000ft (305m) 的区段, 经动力分析认为地基表层的软弱粘土粉土层, 心墙中饱和部位与上游坝壳表面的一些部位可能发生液化, 用液化后残余强度进行极限平衡稳定分析, 上游坝坡的稳定安全系数不足, 见图 1.11。后经设计研究, 确定采用在上游坡上堆筑堆石戗堤, 加砂盖重的方案进行补强^[9]。

前苏联曾广泛地利用水力机械兴建水力冲填坝, 且迄今仍在应用。20 世纪 30 年代兴建莫斯科运河上的一些堤、坝以及伏尔加河上乌格里奇冲填坝等工程都是用水力机械完成的。第二次世界大战后, 前苏联在欧洲部分平原河道上兴建了一系列的大型水利工程, 如伏尔加格勒和古雪夫水电站等, 这些工程的坝都是用砂土冲填的, 用水力机械化所完成的工作量占到当时土方总工程量的 80% 。在水电建设转向西伯利亚与中亚地区后, 水力冲填坝大为减少。后来, 只在卡拉库姆运河上用粉砂、黄土状亚砂土和亚粘土冲填了德詹水库大坝等几座工程。

我国是在 1949 年后, 才大量进行水利工程建设的。基本上没有用水力机械化兴建过工程量较大的大型水力冲填坝。在 1960 年 9 月用水中填土建成 60m 高的山西省汾河水库