

对重力坝设计规范中双斜面抗滑稳定分析公式的讨论意见

陈祖煜¹ 陈立宏²

(1. 中国水利水电科学研究院, 北京 100044;

2. 清华大学水利水电工程系, 北京 100084)

摘要: 本文对现有规范中的极限状态分析进行了探讨。通过多个实例分析论证规范采用的表达式在建筑物抗滑稳定和滑坡分析中应用时存在的问题。文章讨论了安全系数与可靠度指标之间的关系, 认为推广可靠度分析方法, 并不意味着必须抛弃传统的以安全系数为基础的分析方法; 安全系数并不妨碍对不确定因素进行分析, 也不排斥分项系数的概念; 安全系数和失效概率两者互补可以大大提高成果的精度。

关键词: 可靠度; 安全系数; 极限状态; 稳定分析

中图分类号: TV642.3

文献标识码: A

1 规范对采用的极限状态设计表达式的规定

最近颁布的“混凝土重力坝设计规范”(DL5108-1999)^[1]规定使用极限状态表达式来进行结构和地基的稳定性验算, 要求将建筑物抗滑稳定分析从传统的安全系数表达式改为极限状态表达式。规范规定对承载能力验算的表达式为:

$$\gamma_0 \mathcal{G}(\gamma_G \gamma_K, \gamma_Q Q_K, a_K) \leq \frac{1}{\gamma_{d1}} R \left[\frac{f_k}{\gamma_m}, a_K \right] \quad (1)$$

上式中的有关符号意义请参阅原文。

将式(1)具体化到重力坝的深层抗滑稳定分析, 如图1所示计算简图。规范规定的对双斜面的坝基深层抗滑稳定极限状态抗力函数为(规范附录F):

$R(\circ) =$

$$\frac{(\sum W + G_1)(f'_{d1} \cos \alpha - \sin \alpha) + Q[\cos(\varphi - \alpha) - f'_{d1} \sin(\varphi - \alpha)] - f'_{d1} U_1 + c'_{d1} A_1}{f'_{d1} \sin \alpha + \cos \alpha} + U_3 \quad (2)$$

其中

$$Q = \frac{f'_{d2}(G_2 \cos \beta + U_3 \sin \beta - U_2) + G_2 \sin \beta - U_3 \cos \beta + c'_{d2} A_2}{\cos(\varphi + \beta) - f'_{d2} \sin(\varphi + \beta)} \quad (3)$$

上两式中的有关符号的意义可参阅原文。

收稿日期: 2001-07-02

作者简介: 陈祖煜, 1943年生, 男, 中国水利水电科学院教授级高工, 清华大学兼职教授

©1994-2014 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. <http://www.cnki.net>

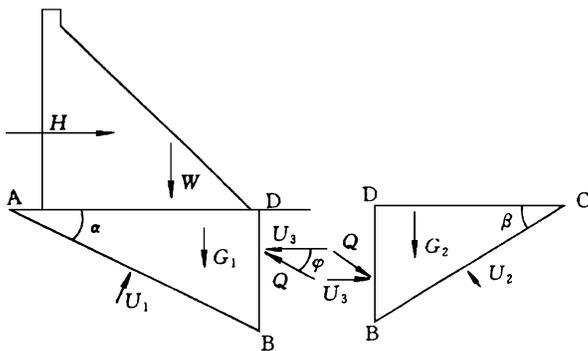


图1 规范规定的对双斜面的坝基深层抗滑稳定分析简图

作用效应函数为

$$S(\theta) = \sum P_d \tag{4}$$

式中： $\sum P_d$ —作用于深层滑动面的全部切向（包括滑动面以上岩体）作用之和。

2 在建筑物抗滑稳定和滑坡分析中使用上述表达式存在的问题

在建筑物抗滑稳定和滑坡分析中使用节 1 中的表达式存在以下问题：

(1)式(1)只有在静定和线性的条件下才能总结出来。当问题是静不定和非线性时，一般无法将作用和抗力截然分开，形成式(1)这样简单的表达式。例如如图 2 所示一个混凝土抗压破坏的问题。如果相应于 σ_3 等于零的简单情况，那么作用项为 P_1/A_1 ，而抗力项为 σ_r （混凝土的单轴抗压强度）。此时，可以把极限状态方程表达式方便地表达为

$$\frac{P_1}{A_1} \leq \sigma_r \tag{5}$$

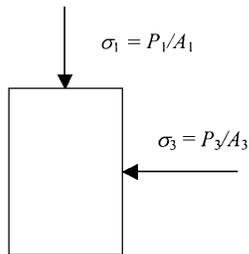


图2 混凝土抗压破坏例

但是在 σ_1 和 σ_3 均不为零时，混凝土的抗压强度 σ_r 是 σ_1 和 σ_3 的函数，即 $\sigma_r = f(\sigma_1, \sigma_3)$ ，故表达式(1)的右侧同样也要包含由作用 P_1 和 P_3 决定的项目 σ_1 和 σ_3 。在一般情况下，极限状态方程只能用以下形式表达。

$$f(P_1, P_3, \sigma_r) = 0 \tag{6}$$

将式(6)过渡到具备式(1)的形式，在很多情况下将遇到很大的困难。

(2)包括在作用和抗力中的力均为向量，无法直接比较大小。因此需要用式(1)中的 S 和 R 两个函数来进行改造。重力坝设计规范中对坝基深层抗滑稳定计算的表达式(2)和(4)是将所有的力向某一方向投影的结果。这里出现的第一个问题是为什么投影方向是这一方向，而不是其它方向。第二个问题是 $\sum W, G, U$ 等本来属于作用的项，在实施式(1)时，全部跑到右侧的抗力项中了。如果复核的是不存在库水位的施工期，那么，式

也许有人会提出,可以将式(1)改造成

$$\frac{R \left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_K \right)}{S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_K)} \geq \gamma_0 \psi_{d1} = \eta_a \tag{8}$$

这样就可以出现了一个无量纲的系数 η_a , 用于衡量建筑物的安全储备。但是, 这一处理立即再次引发有关作用和抗力项的处理问题。还是以图 3 所示例说明。假如按式(2)和式(4)形成的式(8)改造, 将出现

$$\frac{cA/\gamma_m - W\sin\alpha}{P\cos\alpha} \geq \eta_a \tag{9}$$

在老规范中, 按传统的处理方案, 安全系数 K 的计算公式为

$$K = \frac{cA}{P\cos\alpha + W\sin\alpha} \geq K_a \tag{10}$$

其中 K_a 为安全系数允许值。可以发现式(9)和式(10)分别代表了通过加载和减少强度指标将结构引入极限平衡状态的两种处理方案。在式(9)中, 如果定义

$$\eta = \frac{cA/\gamma_m - W\sin\alpha}{P\cos\alpha} \tag{11}$$

则 η 是一个对水压力 P 进行加载的系数, 当达到 ηP 时结构处于极限平衡状态。同样, 在式(10)中, K 是一个当 c 减少为 c/K 后结构处于极限状态的系数。

K 和 η 的数值通常是不相同的。对图 3 所示例, 根据规范取 $\gamma_m = 3.0$, 可以算得其值分别为 3.153 和 1.095。本例中, $K > K_a = 3.0$, 满足稳定要求; 而根据这一例题的实际情况, 取 $\gamma_0 = 1.1$, $\gamma_d = 1.2$, $\psi = 1.0$, 得 $\eta_a = 1.32 > 1.095$ 。因此按式(9)进行判断时, 大坝不能满足稳定要求。规范修改后, 不能要求所有按老规范计算为安全的坝按新规范计算也一定安全。但是如果这一不一致现象是采用了新的稳定分析公式导致的, 那么就必须要仔细考察一下这一公式是否确有问。为此, 我们分析了下面一个工程实例。

图 4 是三峡工程大坝 3 坝段坝基深层抗滑的一个计算实例。这一坝段基岩中存在一组顺坡的节理。在技施设计阶段, 按老规范分析由顺坡节理形成的 AB 和厂房与基岩中的接触面 BC 组成的滑裂面的抗滑稳定安全系数。在实际分析中采用了 Samma 法, 令厂、

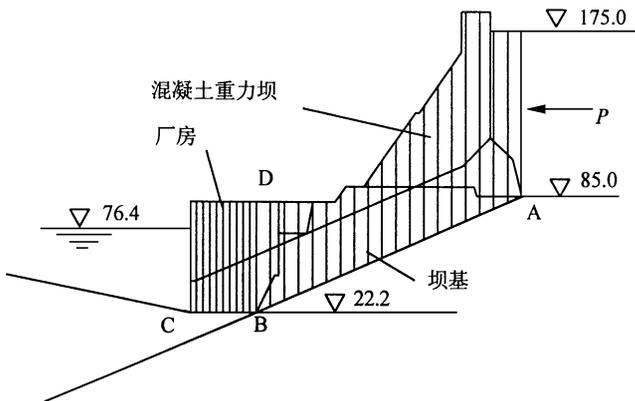


图 4 三峡大坝 3 坝段坝基深层抗滑计算实例

坝接触面 BD 的 $\phi=0, c=0$ 。使用表 1 所示的第一套即原设计参数,安全系数为 3.09。比允许安全系数 3.0 稍大一些。现在我们根据新规范对这一实例重新进行核算。根据这一坝的实际情况,与上例相同, η_a 仍为 1.32。分别对 AB 和 BC 面的 c 值除以分项系数 3.2 和 3.0,对 f 值除以 1.4 和 1.3,扬压力也按新规范要求,提高了 20%。得表 1 所示的第二套即新规范设计参数。

表 1 新老规范采用的计算参数

参数	说明	容重(kN/m ³)		AB 面		BC 面	
		混凝土	岩石	c (kN/m ²)	f	c (kN/m ²)	f
第一套 按老规范	未经分项 系数处理	23.5	26.5	747.7	1.013	1470	1.250
第二套 按新规范	经分项系 数处理	23.5	26.5	233.6	0.724	490	0.962

如果我们仍按传统的方法计算安全系数,使用表 1 第 2 行经分项系数处理后的新规范设计参数,安全系数则从原来未经分项系数处理的 3.09 降为 1.62。假如我们认为 η_a 也可以作为安全系数法的判据,那么可知 $F=1.62 > \eta_a=1.32$ 。这一成果说明新规范如果提出了分项系数后不再要求按式(2)和(4)复核,还用传统的安全系数,并使用 η_a 这样一个判据,则对本大坝的安全储备的估价与老规范基本相当。由于按新规范计算对 f 值仅除以 1.3 和 1.4,而老规范除以 3,尽管新规范的扬压力较高,其安全系数较允许值的裕幅较老规范大一些。

但是,如果我们按照式(2)和(3)计算 R ,在相同的第二套强度指标条件下,得 $R=101606\text{kN}$,而作用于坝面的水压力(高度为 90m)为 39690kN。故得 $\eta=101606/39690=2.56$ 。此值远大于 $\eta_a=1.32$ 。尽管两种处理方案均获得了抗滑稳定满足要求的结论,但是,一个按传统的方法分析知安全系数仅比允许值稍大一些的大坝,如使用式(8),就会得出加载系数远大于允许值的计算成果。

从上述两例可看出,采用老规范安全系数的处理方法和新规范加载的处理方法具有很大的不一致性。新规范规定的计算公式隐含着通过对库水压力加载来核算大坝抗滑稳定安全储备的概念,但是导致大坝失稳的作用力还有坝体的重量,单靠对库水压力加载是难以使大坝失稳的。综上所述,我们认为,至少在现阶段,工程设计领域还没有足够的理论和实践积累,来接受建立在加载基础上的式(8)那样的判据。如果式(8)不能使用,我们再也不能在式(1)中找到可以用来评价结构物抗滑稳定的定量性指标了。

3 抗滑稳定和滑坡分析中的安全系数和可靠度指标

3.1 关于安全系数的讨论

以式(1)为代表的极限状态设计方法,迫使人们放弃以前的建立在安全系数基础上的稳定分析方法,按照式(1)的模式对结构设计所有领域重新建立计算方法。本来,有关深层抗滑稳定分析早已有了成熟的方法^[3,4]。由于这些方法没有采用如式(1)示的表达式,

于是需要“接轨”和“套改”。上节所述重力坝的深层抗滑稳定分析的式(2)和式(4)即是试图与式(1)强行接轨的一个例子。这两个公式无法找到文献依据,如果滑裂面由3个或更多折线组成,还需要新的公式。这一做法的目的在于回避安全系数,为推行极限状态设计和可靠度分析创造条件。但是岩土力学的可靠度分析理论并不排斥安全系数。必须指出,在建筑物抗滑稳定和滑坡分析中已经形成一个基于安全系数定义的极限平衡分析方法,这是中、外学者在上百年的理论探索和工程实践中总结出来的。近代岩土力学对安全系数定义已经不是早期那个概括了诸多不确定因素的“大老 K ”了。安全系数 F 是这样—一个数值,它使设计参数中的强度指标 c 和 f 缩减为 c/F 和 f/F ,从而使结构达到极限平衡状态。引入这样的作法,是为了解决在第2节中讨论中出现的各个问题。

1. 它不再用滑动力和抗滑力的概念来建立定量地评价建筑物的安全储备的判据。由于重力、锚固力甚至库水压力既具备滑动力又具备抗滑力的功能,在这个基础上建立起来的判据不可能和建筑物的安全储备存在一个单调的函数关系。建立在减少强度储备的安全系数定义的方法解决了这个问题。例如,对于任何一个边坡,我们都可以把稳定分析的判据定位在 $F < 1.2 \sim 1.5$ 这样的范围,这个优点是任何带量纲的物理量判据[如式(1)]无法比拟的。

2. 它使滑动面上的法向力和剪切力可以通过摩尔—库伦强度准则有机地联系起来。在式(1)的等式条件下研究滑动土体的静力平衡条件,形成了一个体系严格的极限平衡分析方法,保证了计算成果的稳定性 and 可靠性。

自毕肖普于1955年首次提出以来,安全系数的这一定义在半个世纪得到了极广泛的应用。实践这个检验真理的标准,肯定了这一安全系数的定义。

3.2 关于可靠度指标的计算方法

既然安全系数只是一个将结构引入极限状态,从而使式(1)的等式成立的一个系数,它并不妨碍对这个等式中诸项的不确定因素进行分析,研究 F 小于1的概率。它也不排斥用分项系数的概念,对这些因素的不确定性作定量的处理。在可靠度分析中,传统的作法是将式(1)的等式形式作为结构的极限状态方程。但是,同样也可以用 $F=1$ 来作为极限状态方程。用下式来计算可靠度指标 $\beta^{[5]、[6]}$,

$$\beta = \frac{\mu_F - 1}{\sigma_F} \quad (12)$$

式中, μ_F , σ_F 分别是安全系数 F 的平均值和标准差。

必须强调指出,在边坡稳定可靠度分析领域的学术著作中,从来是用式(12)来进行可靠度指标计算的。从来没有人因为引入了可靠度计算,就去抛弃安全系数。令人遗憾的是象式(12)那样一个在边坡稳定可靠度分析领域早已成为经典的计算可靠度指标的公式在国内极少有人介绍。给人的感觉是要进行可靠度计算,就是要把功能函数写成抗力减作用的形式,就一定要对基于安全系数定义上的传统的极限平衡分析方法进行“整改”、“接轨”。这实在是一种误解。

Duncan 教授在近期著作^[7]中曾经列举了一个挡土墙设计的例子,简明扼要地阐述了怎样通过计算相应自变量各个概率取值的安全系数来计算可靠度指标。这一例子说明传统的安全系数计算公式不需要做任何修改即可进行可靠度计算。在这篇论文的结论中,

Duncan 写道:

“失效概率不能看成安全系数的替代品,而是一种补充。同时计算安全系数和失效概率比单独计算任何一个更好。虽然我们还不能准确地计算安全系数和失效概率,但是两者互补可以大大提高成果的精度”。

九十年代初期,美国科学院下属的美国国家科学研究委员会(National Research Council)组成了一个从事可靠度和传统方法的专家人数相同的班子,对可靠度方法在岩土工程中的应用和存在问题进行全面的分析。此班子名为“岩土工程减灾可靠度方法研究委员会”。研究班子以这两个领域的著名的专家 Wilson Tang 和 Duncan 领导。1995年,该委员会提出了“岩土工程中的可靠度方法”的研究报告^[8],这个报告的结论的第一段内容如下:

“对于可靠度方法在岩土工程中的作用的问题,委员会的主要发现是:

可靠度方法,如果不是把它作为现有传统方法的替代物的话,确实可以为分析岩土工程中包含的不确定性提供系统的、量化的途径。在工程设计和决策中,用这一方法来定量地驾驭和分析这些不确定因素尤为有效”。

我们还注意到,这一研究报告对安全系数和可靠度分析之间的关系写下以下一段文字:

“有时,用 R/L (抗力/作用) 这样的简单的表达式来定义安全系数不一定有明确的概念。例如,在边坡稳定分析中,位于坡趾的土的重量可以作为一个抵抗土体主要部分的滑动力矩的平衡力量。这一贡献既不是附加的抗力也不是减少的作用力。由于对这些贡献的处理方法不同,用前述的简单化方法计算可靠度指标时会出现一些反常现象。为了解决这一问题,在岩土工程系统中,可以引入对安全系数 F 具有一般意义的定义。安全系数可以表达为以下一个广义的功能函数:

$$F = g(x_1, x_2, \dots, x_m) \quad (13)$$

其中 x_i 为结构自变量。事实上,这一公式具有更为一般的意义,因为,抗力通常是土的特性和几何特性的函数,而作用力同样又是这样一些变量,加上其它一些变量”。

笔者认为上述对安全系数和可靠度指标关系的论述值得我国水工设计和学术界重视。

4 结语

1. 在建筑物抗滑稳定和滑坡分析中,引入以式(2)和式(4)为代表的极限状态分析方法,既无足够的理论和实践依据,也无良好的可操作性。规范中采用的对传统的安全系数排斥的态度也是不可取的。

2. 在建筑物抗滑稳定和滑坡分析中,已经有了一套成熟的建立在安全系数基础上的可靠度分析方法。因此,用极限状态设计理论来“整改”现有的方法,也是没有必要的。

参考文献:

[1] 中华人民共和国电力行业标准,混凝土重力坝设计规范[S]. 中国电力出版社,2000年。

- [2] 邹成杰等. 典型层状岩体高边坡稳定分析与工程治理[M] . 水利电力出版社, 1995.
- [3] 张光斗, 王光伦. 水工建筑物[M] . 水利电力出版社, 1992 年.
- [4] 潘家铮. 建筑物的抗滑稳定和滑坡分析[M] . 水利出版社, 1980 年 6 月.
- [5] Cuhowdhury R.N. Recent developments in landslide studies; probabilistic method, state of the art[A] . 4th International Symposium on Landslides. Toronto, 1982. 209 ~ 228.
- [6] Tabbà M. M. Deteministic versus risk analysis of slope stability[A] . 4th International Symposium on Landslides. Toronto, 1982. 491 ~ 498.
- [7] Duncan, J. M. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering [J] . Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 200. Vol. 126, No. 4.
- [8] National Research Council. Probabilistic methods in geotechnical engineering[C] . Committee on reliability methods for risk mitigation in geotechnical engineering, geotechnical board and board on energy and environmental systems commission on engineering and technical systems. 1995.

Discussions on the wedge stability analysis method specified in the Gravity Dam Design Code

Chen Zuyu¹ Chen Lihong²

(1. *China Institute of Water Resources and Hydropower Research (IWHR), Beijing 100044;*
2. *Hydraulic Department of Tsinghua university, Beijing 100084*)

Abstract: This paper discusses the limitations involved in the wedge stability analysis method specified in the Gravity Dam Design Code. By investigating several illustrative examples, including one taken from the Three Gorges Dam case, it has been found that the equation specified in the code is not able to provide reasonable assessment for a gravity dam along a potential two-section broken line slip surface. While advocating the use of reliability analysis, the traditional approach based on factor of safety analysis should not be abandoned. Combining the two approaches will enhance the uses of each method.

Key words: reliability analysis; factor of safety; gravity dam