



采用非线性强度指标的 边坡稳定分析

水利水电科学研究院 陈祖煜

在进行高土石坝边坡稳定分析时，通常会遇到下面两个问题。

1. 在按规范^[1]进行边坡稳定复核时，会发现计算出的坝的稳定安全系数比要求小。例如，对于一个坡度为1:1.4的边坡，如果取内摩擦角 $\varphi=45^\circ$ ，凝聚力 $c=0$ ，（这套指标已经不低了），则其计算的安全系数为1.4，而规范对一级坝规定的允许最小安全系数为1.5。又如小浪底坝下游边坡，其平均坡度为1:1.75，如果采用对一般坝壳使用的指标 $\varphi=40^\circ$ ， $c=0$ ，则在8°地震时，其计算的安全系数为1.113，小于规范要求的1.2的允许值。

2. 堆石料通常是无凝聚性土，即 $c=0$ ，由此类材料构成的均质坝坡，在进行稳定计算时，通常会发现相应最小安全系统的临界滑裂面是一个非常浅的浅弧。换句话说，稳定分析不能发现一个具有物理意义的临界滑裂面。但是发生滑坡时，临界滑裂面是客观存在的。这一事实说明现有分析计算中的某些环节有必要予以改进。

上述两个问题使不少人开始注意堆石料抗剪强度指标非线性问题。堆石坝的内摩擦角 ϕ 值在低应力条件下较大，可以超过 50° ，而在高应力条件下，可能低于 40° ，强度包线是弯曲型（图1）。在稳定分析时，如果根据滑裂面上不同的法向应力确定相应的 ϕ 值，可以合理地确定真正能发挥的抗剪能力，这一作法，正是规范^[1]所建议的。

在本文中，笔者提出一个考虑非线性强度指标的简便、实用的稳定分析方法。采用非线性指标后，本文一开始提出的两个问题都会得到很好的解决。

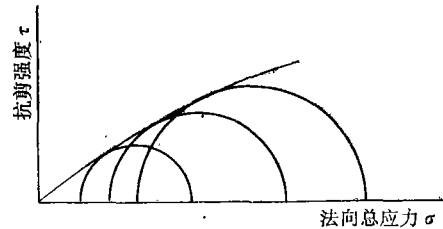


图1 非线性强度包线

一、非线性抗剪强度指标

对于图1所示的弯曲强度包线，通常有下面两种描述其非线性关系的模式。

1. 指数模式

达·曼罗 (de Mello) 建议，堆石料的抗剪强度 τ_f 和破坏面上的法向有效应力 σ_n 存在如下关系^[2]：

$$\tau_f = A(\sigma_n)^b \quad (1)$$

其中， A 、 b 为材料参数， b 无量纲， A 具有量纲 $[\sigma]^{(1-b)}$ 。

为验证这一关系查理斯 (Charles, J. A.) 等做了大量的试验^[3]。表1为查理斯给出的几种不同岩性的堆石的 A 、 b 值^[4]

表1 几种压实堆石的 A 、 b 值

| 堆石岩性 | A | b |
|----------|-----|------|
| 砂岩 | 6.8 | 0.67 |
| 板岩(质量高的) | 5.3 | 0.75 |
| 板岩(质量差的) | 3.0 | 0.77 |
| 玄武岩 | 4.4 | 0.81 |

注： A 的量纲是 $(\text{kN}/\text{m}^2)^{1-b}$

2. 对数模式

邓肯 (Duncan, J.) 等在提出双曲线线

力应变模式时,对无凝聚性土弯曲的强度包线提出以下关系式^[5]:

$$\phi = \phi_0 - 4\phi \log(\sigma_3/P_0) \quad (2)$$

其中, σ_3 为小主应力,即在进三轴试验时的周围应力; P_0 为大气压; ϕ_0 和 4ϕ 为材料参数。从原点向相应某一 σ_3 的摩尔圆作切线,即得到按式(2)确定的 ϕ (参见图2)。采用式(2)时,取凝聚力 $c=0$ 。由于邓肯的双曲线应力应变模式在我国广泛使用,因此,对大部分工程,都可以找到相应的材料参数 ϕ_0 和 4ϕ 。

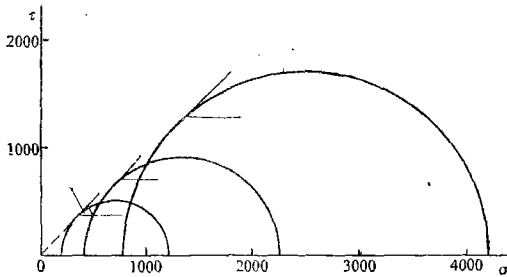


图2 对数模式中 ϕ 的确定

在稳定分析中,首先获得的是沿滑裂面的法向有效应力 σ_n 。 σ_3 和 σ_n 存在如下关系:

$$\sigma_3 = \sigma_n (\sec^2 \phi_0 - \operatorname{tg} \phi_0 \sec \phi_0) \quad (3)$$

其中 ϕ_0 为根据安全系数定义确定的摩擦角,由下式定

$$\operatorname{tg} \phi_0 = \operatorname{tg} \phi / F \quad (4)$$

参阅图3即可了解式(3)的推导。

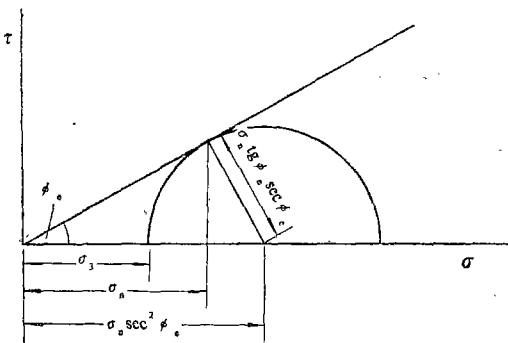


图3 σ_3 和 σ_n 的换算关系

二、稳定分析方法

在计算坝坡某一确定的滑裂面的安全系数时,国内广泛采用圆弧滑裂面,使用瑞典法、毕肖普法或美国陆军工程师团法。在使用毕肖

普法和工程师团法时,遇到一个问题,就是滑裂面上的应力状态在安全系数没有算出来以前并不知道,因而无法按式(1)或式(2)确定滑裂面抗剪强度指标。因此需要预先假定一个应力分布,根据按式(1)或者式(2)确定的滑裂面强度指标,进行一次稳定分析,再将这次分析获得的法向应力与假定的法向应力相比较,如果误差较大,则需调整,通过反复迭代计算,最终获得满意的结果。具体的计算步骤如下:

1. 先根据滑裂面上平均应力,估计一个平均的强度指标 ϕ_{av} ,用工程师团法进行一次稳定分析,获得滑裂面的法向应力 $\{\sigma_n\}^0$ (括号“{}”指各土条底的相应数值,这里为一组 σ_n ,下同)。

2. 根据第一次计算获得的 $\{\sigma_n\}^0$,按式(1)或式(2)确定相应的 $\{\phi\}$ 或 $\{\tau_f\}$,据此,再进行一次稳定分析,此时,可采用毕肖普法或其他方法。计算实践表明,这一次稳定分析获得的沿滑裂面的法向应力 $\{\sigma_n\}^1$ 和 $\{\sigma_n\}^0$ 相差并不大,一般不必再进行迭代,即可将所得的安全系数视为最终值。

瑞典法的 $\{\sigma_n\}^0$ 不依赖于安全系数,如使用式(1)确定 τ_f ,则不需迭代(见文献[5]),但如使用式(2)确定抗剪强度,则由于式(3)中包括安全系数,故仍需迭代两次。

以上步骤将在下节例题中予以详细说明。

众所周知,稳定分析还包括一个搜索最小安全系数的临界滑裂面的步骤。近期,使用最优化法自动搜索最小安全系数的技术得到广泛应用,其原理可详见文献[7],[8]。在进行坝坡稳定分析时,任意输入一个圆心坐标为 X^0 , Y^0 ,半径为 R^0 的圆弧,程序即自动搜索,在其附近找到一个相应最小安全系数 F 的临界圆弧,相应参数为 X , Y , R 。见下节所示例题。

三、例题和实际应用

我们用天生桥一级高坝下游坡某一滑弧算例说明第二节介绍的计算步骤,参见图4。该坝为面板堆石坝,为充分利用当地材料,坝体

1606 20

分为三区。其材料特性如表 2 所示。

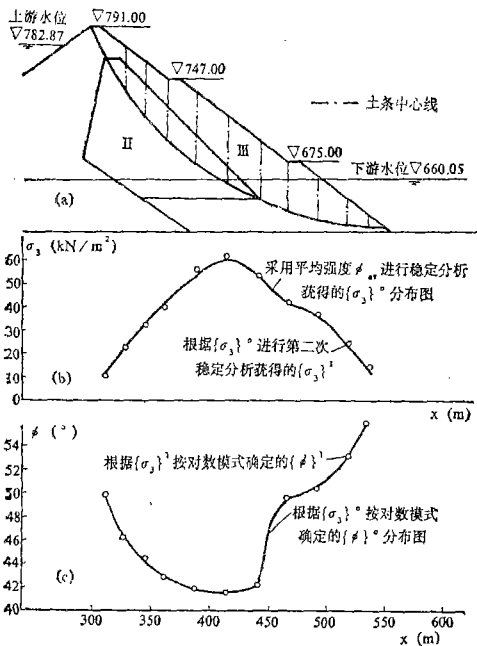


图 4 非线性强度指标稳定分析计算过程
(a)天生桥下游坝坡计算断面；(b)两次计算的 σ_3 ；
(c)两次计算的 ϕ

表 2 天生桥一级高坝坝体材料

| 土区 | 材 料 | 非线性强度指标 | | 容 重 (t/m^3) | |
|-----|-------|---------|--------------|--------------------|------|
| | | ϕ | $\Delta\phi$ | 天 然 | 饱 和 |
| I | 灰岩堆石料 | 59 | 14 | 2.15 | 2.29 |
| II | 砂泥岩料 | 50 | 11 | 2.13 | 2.25 |
| III | 灰岩堆石料 | 58 | 14 | 2.10 | 2.23 |

对于所示圆弧，计算步骤如下：

1. 先使用 I, II, III 区土料 各自的平均指标 ϕ_{av} ，用工程师团法进行一次稳定分析，得到沿滑裂面上的 $\{\sigma\}^0$ 分布，如图 4b 中实线所示，相应安全系数为 1.772，按式 (2) 算得的 $\{\phi\}^0$ 如图 4c 中实线所示。

2. 根据 $\{\phi\}^0$ 再进行一次稳定分析，获得稳定安全系数，陆军工程师团法为 1.712，毕肖普法为 1.631。

在这次计算后，再一次获得沿滑裂面的 σ_3 的分布 $\{\sigma_3\}^1$ 和据此按式 (2) 算得的 $\{\phi\}^1$ (以圆圈分别示于图 4b 和图 4c)。比较 $\{\sigma\}^0$ 和 $\{\sigma\}^1$ 、

$\{\phi\}^0$ 和 $\{\phi\}^1$ 可以发现两次计算的 $\{\sigma\}$ 和 $\{\phi\}$ 的差别极微，不需要继续进行迭代。

对于均质的简单边坡，查理斯给出了使用指数模式的最小安全系数图，见图 5。这里，边坡系数 Γ 定义为

$$\Gamma = F(\gamma H)^{(1-b)} / A \quad (5)$$

其中， γ 为容重； H 为坡高， F 为最小安全系数。根据图 5 和式 (5) 可以方便地找到相应某一坡度为 $\text{ctg}\beta$ 、坡高为 H 的 F 值。

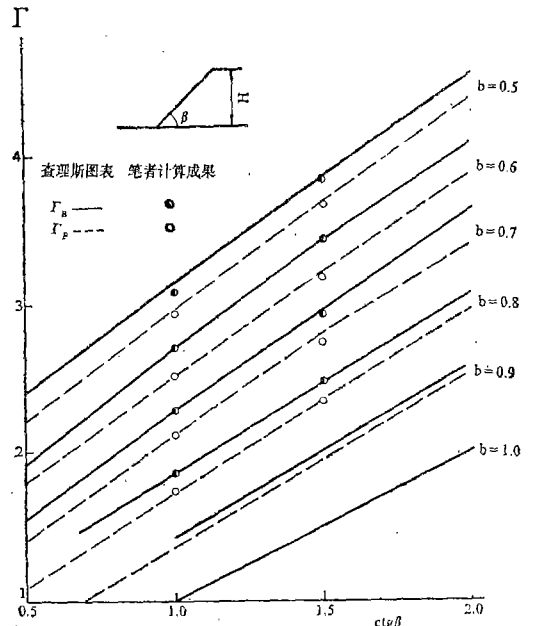


图 5 计算简单边坡稳定安全系数图

B—毕肖普法；F—瑞典法

笔者使用本文介绍的计算步骤和相应程序分别对 $\text{ctg}\beta = 1, 1.5$ 两种情况，在 $b = 0.8, 0.7, 0.6, 0.5$ 时，计算毕肖普法和瑞典法的最小安全系数，其结果分别用半实心和空心圆圈点在图 5 上，可见绝大多数计算成果和查理斯给出的曲线吻合。因此，本文介绍的研究成果获得了很好的验证。

应用本研究成果，我们对小浪底和天生桥工程大坝上游坝坡稳定进行了分析。

1. 小浪底坝下游边坡稳定分析

在 8° 地震情况下，如果采用线性强度指标 $c=0, \phi=40^\circ$ ，则得到一个很浅的临界滑裂面，如图 6 所示，相应安全系数为 1.113。

按式 (2) 采用非线性强度指标，取 $\phi_0 =$

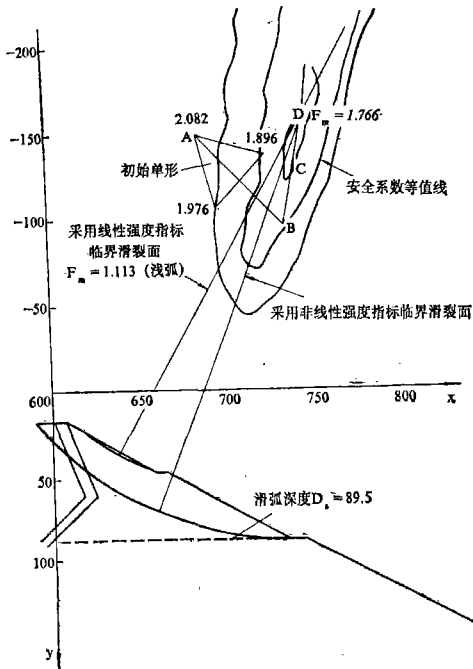


图 6 小浪底大坝下游稳定分析最小安全系数搜索过程
(a) 初始滑裂面; (b) 临界滑裂面

50°, $\Delta\phi=10^\circ$, 先后进行三次最优化计算, 分别在滑弧深度为 50m、100m、150m 处, 任选了一个初始圆弧(滑弧深度定义为 $D_s=Y+R$), 三次计算获得了基本上一致的临界滑裂面, 见图 7 和表 3, 最小安全系数为 $F=1.759$ 。

为了能较形象地说明采用最优化方法搜索最小安全系数的过程, 图 6 给出了一个固定滑弧深度 D_s , 用单形法搜索最小安全系数的例子。搜索从初点 A 开始, 经 B、C, 最终到达极值点 D。

2. 天生桥一级下游边坡稳定分析

同样, 也在滑弧深度 50m、100m、150m 处分别输入初始滑裂面, 计算成果如表 4 和图

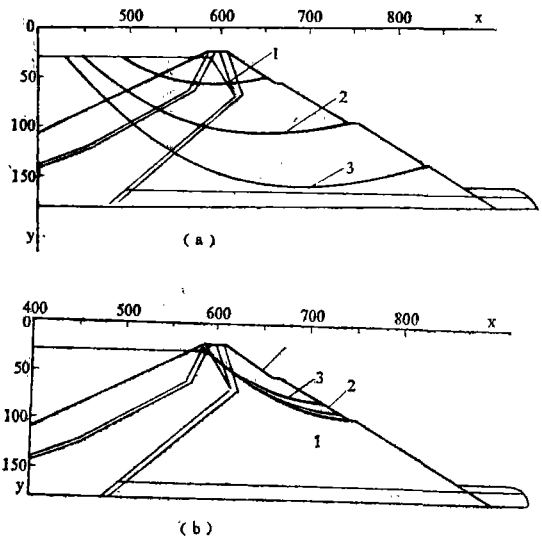


图 7 小浪底大坝下游边坡稳定分析

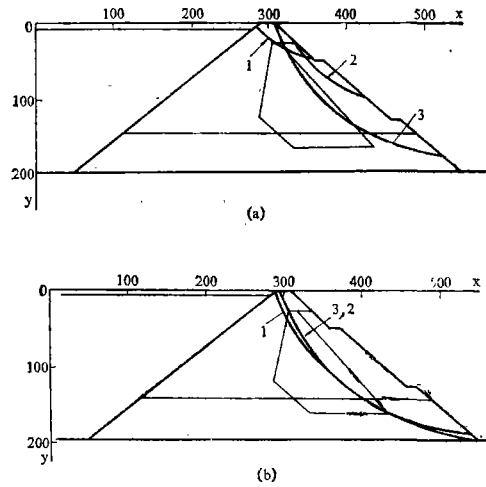


图 8 天生桥大坝下游边坡稳定分析

8 所示。

四、结 语

1. 高土石坝坝壳材料在高应力状态下, 其

表 3 小浪底下游坝坡采用非线性抗剪强度指标稳定分析成果

| 情 况 | 初 始 滑 裂 面 | | | | 临 界 滑 裂 面 | | | |
|-----|-----------|--------|-------|-------|-----------|--------|-------|-------|
| | X_c | Y_c | D_s | F | X_c | Y_c | D_s | F |
| 1 | 600.5 | -203.3 | 50 | 2.396 | 758.4 | -167.0 | 89.4 | 1.764 |
| 2 | 650.5 | -203.3 | 100 | 2.725 | 776.3 | -212.5 | 90.5 | 1.759 |
| 3 | 700.5 | -203.3 | 150 | 2.594 | 726.4 | -180.2 | 67.3 | 1.800 |

表 4 天生桥下游边坡采用非线性抗剪强度指标稳定分析成果

| 情 况 | 初 始 滑 裂 面 | | | | 临 界 滑 裂 面 | | | |
|-----|-----------|------|----------------|-------|-----------|--------|----------------|-------|
| | X | Y | D _s | F | X | Y | D _s | F |
| 1 | 400 | -109 | 50 | 2.676 | 554.0 | -110.0 | 171 | 1.638 |
| 2 | 500 | -109 | 100 | 2.625 | 568.3 | -118.7 | 177 | 1.634 |
| 3 | 553.6 | -109 | 159 | 1.769 | 583.2 | -156.1 | 178 | 1.622 |

抗剪强度呈明显的非线性特性，在坝坡稳定分析中考虑这个特性，可以获得较为合理的稳定分析成果。

2. 采用本文提出的试算方法对国内外常用的两种强度指标非线性模式（对数模式和指数模式）进行瑞典法，毕肖普法和陆军工程师团的计算，所得成果和查理斯的成果十分吻合。

3. 采用本文提出的方法对小浪底和天生桥高坝进行了稳定分析，计算成果表明，未出现非常浅的临界滑裂面（这一现象在线性强度指标分析中经常出现）；坝坡最小安全系数有了明显的提高。

参 考 文 献

[1] 碾压式土坝设计规范, SDJ218-84, 水利电力出版社, 1985年。
 [2] de Mello, V.F.B, Reflection on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dam Construction, 17th Rankine lecture, Geotechnique, 1977, 27, No.3,

281~354。
 [3] Charles, J.A. and Watts, K.S., The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill, Geotechnique, 1980, 30, No. 4, 353~367。
 [4] Charles, J.A. and Soares, M.M., Stability of Compacted Rockfill Slopes. Geotechnique, 1984, 34, No. 1, 61~70。
 [5] Duncan, J.M. et al. Strength, Stress Strain and bulk modulus Parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses Report. No. VCB/GT/78-02, univ. of California Berkeley, 1978。
 [6] U.S. Army, Corps of Engineers, Stability of Slopes and Foundations, Engineering Manual, Vicksburg, Miss, 1967。
 [7] 陈祖煜, 邵长明, 最优化法在确定边坡最小安全系数方面的应用, 岩土工程学报, 1988, Vol.10, No.4, 1~13。
 [8] Chen, Z. and Shao, C, Evaluation of Minimum factor of Safety in Slope Stability analysis, Canadian Geotechnical Journal, 1988, Vol.25, pp. 735~748。

(上接第53页)

$$\Delta P = \lambda \cdot \Delta NP + (1 - \lambda) \cdot \Delta MP + \Delta \lambda \cdot (NP_0 - MP_0)$$

或:
$$\Delta P = \Delta_N + \Delta_M + \Delta_\lambda$$

式中:
$$\Delta_N = \lambda \cdot \Delta NP$$

$$\Delta_M = (1 - \lambda) \cdot \Delta MP$$

$$\Delta_\lambda = \Delta \lambda \cdot (NP_0 - MP_0) = \Delta_{I\lambda}$$

显然, Δ_N 可以看成是因国拨材料调价产生的那部分价差(但实际上并不是, 它还包含了国拨材比例变化所产生的一部分价差), 称之为国拨材价差。相似地, Δ_M 可以称为市场材价差。

Δ_N 、 Δ_M 和 Δ_λ 的图形分别为 *a*、*b*、*c*、*d* 是总价差 ΔP 及各价差项随 λ 的变化图形, 显然材料价差 ΔP 与国拨材比例 λ 成线性关系。

这种价差分解方式为实际价差费处理提供了一种较为简单而又切实可行的办法。如对一个招标的单项

工程, 可以在招标书中作这样的处理: 对市场采购材料的价格, 承包单位按其在招标书中自己提出的价格包死, 即 $\Delta MP = 0$, 因此结算时就没有市场材料价差 Δ_M 了; 对国拨材料, 当国家正式调整价格时, 根据受到调价影响的国拨材占整项工程同类材料的比例分别计算, 计算公式为:

$$\Delta_N^{(i)} = \lambda^{(i)} \cdot \Delta NP^{(i)}$$

这里 *i* 表示一种材料第 *i* 次调价。对施工期较长的工程常常遇到这种情形。这时

$$\Delta_N = \sum_{i=1}^n \Delta_N^{(i)}, \quad \lambda = \sum_{i=1}^n \lambda^{(i)}$$

当实际供应的国拨材比例超过了招标书中规定的比例 λ_0 时, 即 $\Delta \lambda > 0$, 由承包单位按其在投标书中所填报的市场价与国拨价之差返回给业主, 反之, 则由业主按同样方法计算的比例价差补付给承包单位。