

# 越南胡志明路某边坡加固设计研究

孙学毅 刘 或 甘国荣 李海明 韦勇生

(柳州欧维姆工程有限公司 柳州 545005)

**摘 要:** 本文介绍了越南胡志明路某边坡加固设计研究结果。文中指出用于边坡设计计算的力学指标最好采用地质勘察结果与现场调查反演结果综合而得的数据。通过胡志明路边坡设计研究笔者体会到介于土质与岩质边坡之间状态的边坡采用平面滑动模型分析与圆弧滑动模型分析结果基本相同。由此笔者得出以下认识:从某种意义上讲,边坡工程设计的任务不是去进行精确的计算,而是进行正确的判断。文中通过工程实例论证得出:边坡工程稳定性分析除了地质条件是影响边坡稳定主要内因外,水的作用是影响边坡稳定的主要外因。因此水的治理和控制是边坡加固工程必须要解决的问题。

**关键词:** 地质勘察 力学指标及分析 岩土锚固 水流控制

## 1. 前言

越南胡志明路某边坡加固设计是OVM公司在海外设计边坡加固工程之一。该边坡位于越南中部半山腰,边坡高50m,边坡下面的山谷深约60m,边坡顶部还有一座山峰高30m,边坡长178m。边坡岩体基本上属于风化的砂粉岩和砂质板岩。该边坡的产生是修筑胡志明路时人工削坡挖扩而成。开挖完成时间2001年5月,2次大雨过后都产生滑坡,因此列为重点加固治理对象。本文仅介绍边坡中间45m长一段加固设计研究。

## 2. 边坡工程地质

边坡设计之前越南科学工艺院提供砂粉岩的力学指标如下。

天然状态:  $c=25\text{kPa}$ ,  $\phi=16^\circ$ ,  $\gamma=18\text{kN/m}^3$

饱水状态:  $c=20\text{kPa}$ ,  $\phi=10^\circ$ ,  $\gamma=18\text{kN/m}^3$

修路前半山腰处自然边坡平均 $38^\circ$ ,坡面有1~2m厚的土层覆盖,覆盖层上面长满树木和草类植被,推想这种稳定状态已经持续了数百年。修建胡志明路在半山腰削坡,剥离的岩石推到坡下,削坡深度约12m,边坡角 $59\sim 77^\circ$ ,削坡底板做为路基。中部地段边坡长45m,边坡下部岩层比较完整,上部岩层非常破碎而且十分松散。岩层走向与边坡走向基本相同,但岩层倾向与边坡角倾向相反,岩层倾角 $65\sim 76^\circ$ 。边坡4.8m高度以下坡角 $64^\circ$ ,4.8m以上坡角 $54^\circ$ ,边坡顶部山体自然边坡角 $31^\circ$ 。

## 3. 边坡加固设计前现场调查

从上述边坡地质工程中可以看出,提供给设计的资料十分有限,这一点与以往在国内边坡加固工程设计极为相似。幸好参与设计的几位中国专家平均年龄在65岁以上,经历过多个边坡加固工程的设计与施工。基于专家们的阅历和边坡工程固有特点,专家们认为首先从现场调查入手。2002年4月进行第一次现场调查,查明该边坡在大雨过后已经发生2次滑坡。现场观查边坡顶部滑落是在垂直裂缝处开始的。直壁高度约5m。2002年9月进行第二次现场调查是在大雨过后进行的,当时看到第三次滑坡后的情景,在边坡面下部有水渗出,上部时而有泥石下滑,滑落面形状介于平面与圆弧状中间状态。由于边坡下部岩石较完整,边坡仅上部发生滑落,下部未发生滑落。滑落的结果在高度4.8m处形成一个拐点,下部坡角较陡,上部坡角较缓。

## 4. 现场调查的启示

众所周知地质资料的收集是一个很困难的工作,而把这些资料归纳到表达边坡设计方面有用数据更为困难。经过整理,从现场调查中得到以下几点启示。

4.1 边坡挖成之后发生的三次滑落都发生在大雨过后,从而可以认识到水的作用对边坡稳定极为重要。水对边坡稳定的影响有以下2点:

1) 浸入张裂缝中的水产生水压, 水压随浸水高度线性增加。如果张裂缝中的水沿某些斜裂缝渗透则此水压将产生一个上举力。

2) 水可以使边坡岩体的抗剪强度降低, 工程经验表明抗剪强度略有变化就会使边坡的安全高度或稳定边坡角发生显著变化。

#### 4.2 通过边坡破坏反分析估算抗剪强度

尽管一个特定边坡破坏反分析中确定的粘结强度 $c$ 和摩擦角 $\phi$ 值只是对应于发生破坏时存在于边坡中的那个法向应力值, 但笔者认为由破坏过程估算的抗剪强度比质量很差的抗剪试验好得多。因为质量差的抗剪强度试验结果更误人。根据现场测得边坡顶部直壁滑落, 平均高度 $H_0=5.6\text{m}$ , 根据工艺院给出的天然状态下砂粉岩 $\phi=16^\circ$ ,  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ , 按着土力学的方法推算得:

$$c=5.6\text{m}\times 18\text{kN/m}^3\times 1/2\tan(45^\circ-16^\circ/2)=38\text{kPa}$$

现场调查表明, 虽然上部边坡岩体很破碎但岩体内仍然有很多未完全风化的岩块, 这些岩块在干燥的条件下还是有着较高的抗剪强度值。基于这个事实参照有关岩体工程类比, 确定分析时采用的岩体力学指标如下:

干边坡:  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ,  $c=38\text{kPa}$ ,  $\phi=22^\circ$ ,

饱水边坡:  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ,  $c=20\text{kPa}$ ,  $\phi=10^\circ$ ,

#### 5. 边坡加固构思

定现场调查发现边坡顶部是一个自然边坡, 坡高约30m; 坡角 $31^\circ$ 。自然边坡上部还有一个山峰, 山峰高约20m, 坡角较陡。基于这样状态的整体边坡和人工边坡揭示出的岩体结构使我们有理作出以下判断(猜测): 所要加固的边坡上部是古滑坡的一部分, 下部是原生岩体。分析认为倾角 $65\sim 76^\circ$ 的岩层在与边坡面倾向相反的状态下岩层具备倾覆破坏的条件。砂粉岩是一种沉积岩, 岩层由水平层状经过造山运动变成 $65\sim 76^\circ$ 状态必然在岩体中产生很多节理裂缝, 这些节理裂缝把岩体切割成单个岩块, 单个岩块经过自然界风化产生倾覆滑动形成现存的边坡是非常自然的(见图1)。基于上述分析, 假定所要加固的边坡上部为土质边坡, 下部为岩质边坡。

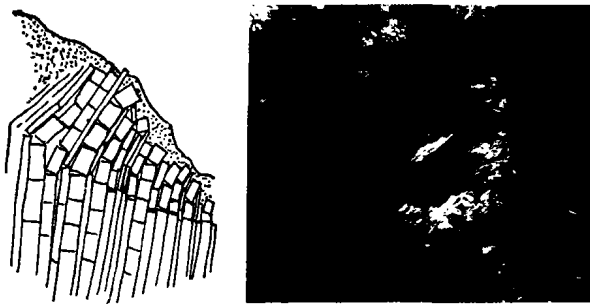
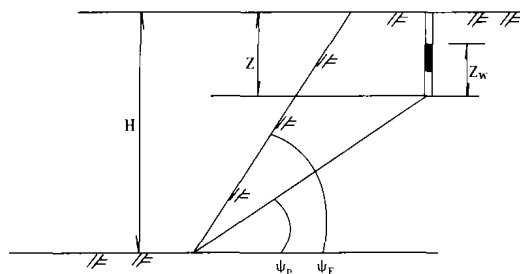


图1 岩块弯曲复合式倾倒

#### 5. 边坡稳定性分析

现场调查表明边坡发生的几次滑动面走向基本于边坡面平行, 边坡顶部滑动面近于垂直。基于上述破坏特征假定边坡破坏为平面破坏。平面破坏边坡几何要素如下:



$H$ ——边坡高度;  $Z$ ——张裂缝深度;  
 $\psi_r$ ——边坡角;  $\psi_p$ ——边坡滑动角;  
 $Z_w$ ——张裂缝充水高度。

图2 边坡平面破坏几何要素

假定仅在张裂缝中有水, 边坡的几何要素均已知, 则边坡的安全系数为<sup>[1]</sup>

$$F = \frac{CA + (w \cdot \cos \psi_p) \tan \phi}{w \cdot \sin \psi_p + v \cdot \cos \psi_p} \quad (1)$$

$$\text{或} F = \frac{(2c/\gamma H)P + (Q/\tan \psi_p - R \cdot S) \tan \phi}{Q + R \cdot S/\tan \psi_p} \quad (2)$$

若张裂缝中无水(干边坡), 则边坡的安全系数为

$$F = \frac{CA}{w \cdot \sin \psi_p} + \frac{\tan \phi}{\tan \psi_p} \quad (3)$$

$$\text{或} F = \frac{2c}{\gamma H} \cdot \frac{P}{Q} + \frac{\tan \phi}{\tan \psi_p} \quad (4)$$

式中:

$F$ ——边坡安全系数;

C——边坡岩体粘结力；

A—— $(H-Z)/\sin\psi_p$ ；

w——滑体重量；

$\phi$ ——边坡岩体摩擦角；

$V=1/2 \gamma_w \cdot Z_w^2$ ；

$\gamma_w$ ——水容重；

$Z_w$ ——张拉裂缝充水高度；

$P = (1-Z/H) / \sin\psi_p$ ；

$Q = \left\{ [1-(Z/H)^2] / \tan\psi_p - 1 / \tan\psi_F \right\} \sin\psi_p$ ；

$R = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{Z_w}{Z} \cdot \frac{Z}{H}$ ；

$S = \frac{Z_w}{Z} \cdot \frac{Z}{H} \cdot \sin\psi_p$ ；

$\gamma$ ——边坡岩体容重。

已知：边坡长45m， $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ， $C_{\text{干}}=38\text{kN/m}^3$ ， $\phi_{\text{干}}=22^\circ$ ， $C_{\text{饱水}}=20\text{KPa}$ ， $\phi_{\text{饱水}}=10^\circ$ ， $\gamma_{\text{饱水}}=18\text{kN/m}^3$ ， $Z=2.2\text{m}$ ， $\phi_F=54^\circ$ ， $\phi_p=44^\circ$ ， $H=44.7\text{m}$

### 1) 干边坡

上述数据代入(4)式：

$$F = \frac{2 \times 38}{18 \times 44.7} \cdot \frac{1.37}{0.21} + \tan 22^\circ / \tan 44^\circ$$

$$= 1.03$$

### 2) 饱水边坡

上述数据代入(2)式：

$$F = \frac{(2 \times 20 / 18 \times 44.7) \times 1.37 + (0.21 / \tan 44^\circ - 0.0273 \times 0.034) \tan 10^\circ}{0.21 + 0.0273 \times 0.034 / \tan 44^\circ}$$

$$= 0.5$$

### 3) 平面破坏模型小结

①滑落后的干边坡未加固前安全系数等于1，这点符合客观事实也符合力学中极限平衡概念。

②在同样坡高、坡角条件下边坡饱水后其安全系数降低为0.5。这点揭示了现存的边坡每次大雨过后必然发生滑塌的内在因素。

### 2 圆弧形破坏模式

工程地质揭示出的资料表明边坡上部岩体尽管含一定比例的碎石块，但基本属于土质。由于这些单个岩块与边坡尺寸相比是极其小的，而且这些岩块之间是散开的互相不咬合，这种结构决定着它们的运动象土一样。事实上

发生的几次滑坡尽管滑动面与边坡表面基本相一致，但滑动面有一定的弧度呈空间曲面形状。基于上述实际状况假定边坡呈园弧形破坏。

### 1) 安全系数定义

$$F = \frac{\text{滑动面上具有的抗剪强度}}{\text{滑动面滑动时产生剪应力}}$$

$$= \frac{C + \sigma \cdot \tan \phi}{\tau_{mb}} \quad (5)$$

(5)式改写成

$$\tau_{mb} = \frac{C}{F} + \frac{\sigma \cdot \tan \phi}{F} \quad (6)$$

由于 $C + \sigma \cdot \tan \phi$ 与法向应力 $\sigma$ 大小及分布有关，Frohlich等人<sup>[2]</sup>研究结果认为可以假定法向荷载集中在破坏面的一点上。Taylor<sup>[3]</sup>证实这个假定得出的结果与下限解法(摩擦园法)得出的安全系数相同。

### 2) 边坡体内水流假定

现场调查表明边坡上部破碎的岩体透水性比下部较完整岩体透水性高出好几个数量级，可以认为上部边坡体中的水存在某种流动型式。根据Taylor<sup>[3]</sup>和L.casaqrahd<sup>[4]</sup>研究结果假定边坡体内的等势线与潜水面近乎正交。因此，在稳态下降的条件下，流线也势必近似地平行于潜水面。E.Hoek根据上述结果绘制了各种地下水流动条件下园弧破坏的算图。本文根据E.Hoek的结果对干边坡和暴雨过后的饱水边坡稳定性进行分析。

### 3) 已知条件

$H=44.7\text{m}$ ， $\psi_F = 44^\circ$ ， $\gamma = 18\text{KN/m}^3$ ， $c=38\text{KPa}$ ， $\phi=22^\circ$ ，

### 4) 干边坡稳定状态

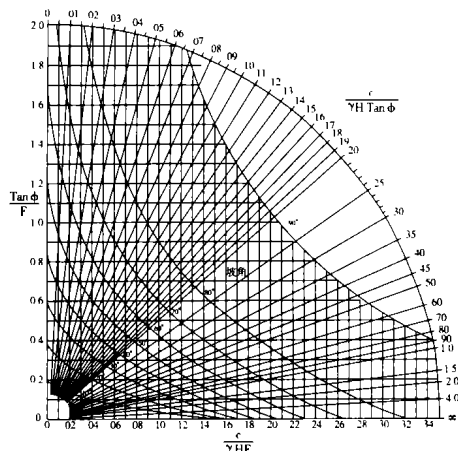


图3 干边坡园弧破坏算图

$$\textcircled{1} \text{ 计算 } \frac{C}{\gamma H \tan \phi} = \frac{38}{18 \times 44.7 \times \tan 22^\circ} = 0.117$$

②根据0.117和边坡角 $44^\circ$ 由图3查得:

$$\frac{\tan 22^\circ}{F} = 0.40$$

由此  $F = \frac{\tan 22^\circ}{0.40} = 1.09$

### 5) 大雨过后饱水边坡

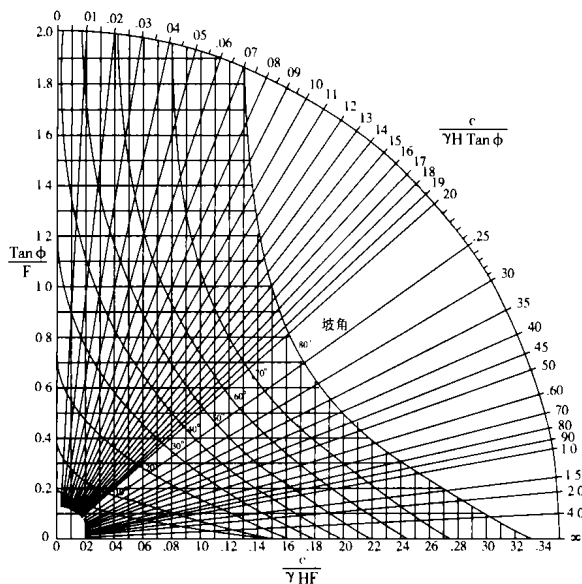


图4 圆弧破坏饱水条件算图

②根据0.117和边坡角 $44^\circ$ 由图4查得:

$$\frac{\tan 22^\circ}{F} = 0.6$$

由此  $F = \frac{\tan 22^\circ}{0.6} = 0.67$

### 6. 圆弧破坏模型小结

1) 采用圆弧破坏模型边坡稳定分析与平面破坏模型分析结果基本相同。大雨过后发生滑塌后现存的干边坡安全系数基本上等于1 ( $F=1.09$ )。

2) 在坡高、坡角不变的条件下大雨过后(饱水状态)不进行加固时边坡仍然会产生滑塌 ( $F=0.67$ )。

### 6. 边坡加固设计构思

前面分析表明采用平面破坏模型与圆弧破坏模型得出的结论基本一致。从而使我们认识到一个成功的边坡设计不仅取决于理论模型的选择,而且还取决于对一些不易定量因素的控

制。上述分析结果表明对胡志路某边坡而言最突出的不易定量控制因素是水的作用。因此必须采取有效措施对边坡水进行控制。基于现场调查和工程地质资料分析,所要加固边坡构思如下。

对整个边坡而言,严格控制水的作用,采取坡顶、坡面排水,坡体导水措施。

下部边坡:加固的目的是提高边坡岩体整体性。

上部边坡:施加预应力,通过提高假想滑动面上法向应力来提高边坡的安全系数。

除此以外,还要采取坡面防护,边坡安全监测等措施。

## 7. 边坡加固参数设计

### 7.1 加固措施选择

工程实践表明阻止岩体可能沿着斜面产生滑动最有效方法之一是安装预应力锚索或锚杆。前面分析已经证实,设计者的职责不是去进行精确的计算,而是进行正确的判断。为了简化计算,采用平面破坏模型。假定边坡体饱水,水的作用使边坡体抗剪强度降低。在不考虑地震力作用时,边坡的安全系数可按下式计算。

$$F = \frac{CA + (w \cdot \cos \psi_p + T \cdot \sin \beta) \cdot \tan \phi}{w \cdot \sin \psi_p - T \cdot \cos \beta} \quad (7)$$

式中:

$C$ ——边坡岩体饱水粘结强度;

$\phi$ ——边坡岩体饱水内摩擦角;

$\psi_p$ ——边坡假想滑动角;

$A$ ——边坡假想滑动面底面积;

$w$ ——边坡滑体重量;

$T$ ——锚索施加的总预应力;

$\beta$ ——锚索轴线与破坏面夹角;

$\beta = \psi_p + \theta$

$\theta$ ——锚索轴线与水平面夹角。

(7)式改写成:

$$T = \frac{w(F \cdot \sin \psi_p - \cos \psi_p \cdot \tan \phi) - CA}{\sin \beta \cdot \tan \phi + F \cdot \cos \beta} \quad (8)$$

按饱水边坡设计锚索预应力, 已知:

$F=1.5$ ,  $c=20\text{KPa}$ ,  $\phi=10^\circ$ ,  $A=2359\text{m}^2$ ,  $\gamma=18\text{KN/m}^3$ ,  $\psi_p=38^\circ$ ,  $W=12712\text{KN}$ ,  $\beta=59^\circ$   
将已知数据代入(8)式得锚索总预应力:

$$T = \frac{12712\text{KN}(1.5 \times \sin 38^\circ - \cos 38^\circ \times \tan 10^\circ) - 20\text{KN/m}^2 \times 2359\text{m}^2}{\sin 53^\circ \times \tan 10^\circ + 1.5 \times \cos 53^\circ}$$

$$= 50360\text{kN}$$

## 7.2 边坡水的治理

前面分析表明对任何边坡水的治理都是必须的, 水的治理是提高边坡稳定性最有效而且是比较经济的方法, 本边坡水的治理采取以下措施。

### 1) 坡顶、坡面排水

①在坡顶面后面修建截水沟, 使地表径流在抵达靠近坡顶线以前就把它们汇集起来, 因为这个区域是最危险的张裂缝易于发生区域。

②边坡面修建排水沟, 每隔5m修建一条。

③坡顶截水沟、坡面截水沟在修筑时都最大限度地考虑坡体最大倾斜线的方向, 以便使排水沟的坡降陡一些加速水的流动, 使积水的可能性减到最小。

### 2) 水平钻孔坡体导水

水平钻孔导水的目的其一是导出边坡体内的地下水, 其二是降低边坡体内水的压力-减压。现场调查表明大雨过后边坡岩体中存在较高的水压。在越南中部一般情况大雨过后2-3天边坡表面显得完全干燥。这是因为水的渗出速度大于蒸发速度。然而在一定时间内边坡岩体内部有可能存在相当大的水压, 经验表明造成边坡不稳定的原因是水压而不是水流量, 因此坡体导水是必须的。导水孔的布置完全参照工程类比, 距坡顶16m、26m及边坡底部布置3排导水孔, 孔距5m、孔深10-15m、孔径100mm。

### 3) 坡面防护

事实表明所加固的边坡暴雨时, 边坡表面遭到了强烈地冲刷。因此加固设计时坡面防护作为一项内容。坡面防护措施有如下几点:

①边坡上部采用喷锚网防护。

②边坡中部砌筑人字格梁防护, 格梁空地种植一种叫chit的草。经过2年的观察这种生长在山坡上的草根深叶茂很适应当地气候。

③边坡下部钢筋砼框格梁防护, 框格中间喷射砼。

④边坡底部浆砌片石。

### 参考文献

1. E.HoeK J.W.Bray 著“岩面边坡工程”中译本冶金工业出版社1983年5月第一版。
2. FROHLICH.O.K. Generaltheory of the stability of slopes. Geotechnique. Vol.1.5 1955. pages37-47.
3. TAYLOR.D.W. Fandamehtals of soil Mechanics. John wiley sons.Now York , 1948 .
4. CASAGRANDE, L.Naherunqsrerfahren zur Ermittlung der sicrerunq in geschutteten Dammen auf underchlassiqer sohle. Die Bautechnik Heft 15, 1934.

### (上接第40页)

通过, 上报国家科技奖励工作办公室。总之, 在历经一年的评选过程中欧维姆预应力技术奖的工作班子始终坚持了公开、公平、公正的原则, 从而得到了参选单位的认可和赞许。

### 第四, 充分依靠奖励主体的权威性

欧维姆预应力技术奖虽为一个企业所设, 但它属于中国科学技术发展基金会的一个组成部分, 并经国家科学技术部国家科技奖励工作办公室认证登记, 上有很高权威性的奖励主体。此外, 中国科学技术发展基金会每年都在我国科技活动周中, 组织基金会所属各专项基金获奖项目在北京人民大会堂开会, 邀请国家和有关部委领导向获奖者颁发获奖证书, 从而大大提高了企业设奖的荣誉度的权威性。

除了参加奖励主体颁奖活动外, 欧维姆预应力技术奖还利用在国内召开的全国性和国际性学术活动的场合, 邀请德高望重的著名专家颁奖, 以扩大在行业内的影响。

总之, 企业设奖单纯依靠提高奖励力度是有一定限制的, 而依靠专家、依靠奖励主体、依靠参选单位和科技人员, 提高企业设奖的权威性则有很大的空间, 有很多文章可作。