

# 预应力锚索抗滑桩工程中锚索拉力实测与分析

张玉芳<sup>1</sup>, 李奇平<sup>2</sup>, 张治平<sup>1</sup>

(1. 铁道科学研究院 深圳市铁科岩土工程有限公司, 广东 深圳 518034;

2. 广东省公路工程建设集团有限公司, 广东 广州 510635)

**摘要:** 为研究分析锚索桩的力学性状, 对深圳市黄贝岭滑坡治理的锚索桩进行了长期的原型测试。由测试结果分析得出: 锚索拉力随时间的变化可分为三个阶段, 即锚索拉力迅速减小阶段、锚索拉力缓慢变化阶段和锚索拉力的稳定阶段, 锚索拉力缓慢变化阶段中锚索拉力的增大或减小取决于预应力长期损失和滑坡推力之间作用的结果; 抗滑桩的作用过程可划分为三个状态, 即锚索的张拉锁定状态(状态)、最大滑坡推力作用状态(状态)和设计所允许的状态(状态)。锚索桩的整个作用过程就是由状态, 经过状态, 逐渐向状态发展。设计锚索、桩、桩锚共同作用的结构安全度应该相互匹配, 协调一致, 使锚索桩的作用发挥最大效果。

**关键词:** 滑坡治理; 预应力锚索; 抗滑桩; 长期监测

**中图分类号:** TU753.8 **文献标识码:** A

## 1 工程概要

深圳市黄贝岭四周坡体, 由于居民修建住宅楼大量开挖坡脚, 引起多段山体滑坡。为阻止滑坡的深层滑动, 沿坡脚设置预应力锚索抗滑桩一排; 为防治浅层滑动采用了钢筋锚杆框架加固, 见图1。

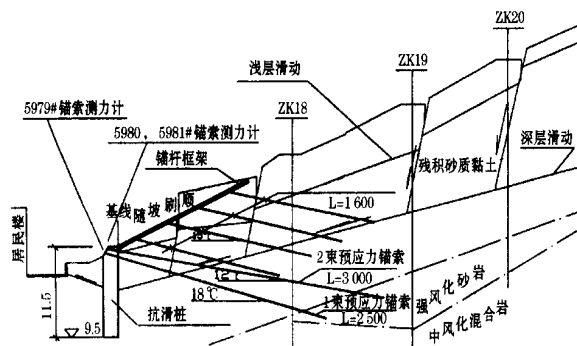


图1 黄贝岭滑坡治理工程设计断面示意图

## 2 监测项目

### 2.1 监测项目及目的

**锚索拉力监测:** 监测锚索拉力随时间的变化及锚索锁定后预应力损失过程。

**桩顶位移及桩身挠曲监测:** 监测锚索张拉与锁定后桩身挠曲及桩顶位移的变化。

**地下水动态监测:** 监测地下水动态变化与锚索拉力变化的相关关系。

### 2.2 监测方法与仪器

由于各项监测数据相互之间存在一定关系, 在数据采集的时间序列方面, 应接近或同步; 在监测密度方面, 旱季、雨季采用不同的监测频率, 雨季频率高, 旱季频率低。锚索预应力损失, 在锁定卸载后短期内就开始, 对锚索拉力的监测在卸载后立即开始, 每隔十分钟监测一次, 从安装第二天开始连续监测九天, 观察其锚索拉力变化过程。锚索拉力监测采用基康“Gekon403”振弦读数仪及基康4900型锚索测力计; 桩身挠曲监测, 采用基康测斜仪“Gekon603”; 地下水位采用测水钟监测。

### 2.3 监测点布置

选择30#, 3#, 11#, 24# 4根锚索桩对以上项目进行长期观测。

## 3 监测结果分析

### 3.1 锚索拉力和地下水位的变化规律

将3#桩两束锚索拉力、30#桩三束锚索拉力与

对应的桩中心监测孔地下水位随时间的变化规律分别绘制为图 2 和图 3。

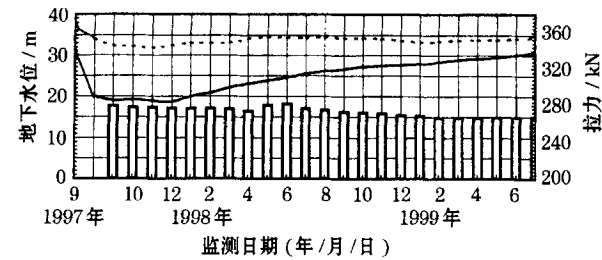


图 2 3# 锚索桩拉力与地下水位的关系

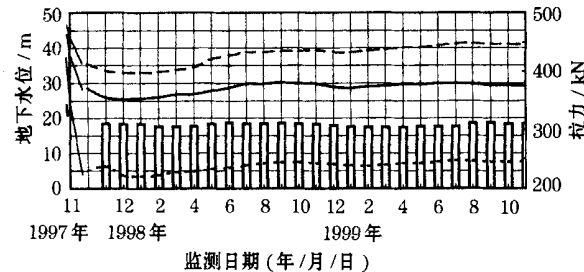


图 3 30# 锚索拉力与地下水位关系

由图 2 可知，3# 锚索桩锁定时锚索拉力迅速减小，然后进入缓慢减小阶段，1.5 个~2 个月开始增大。第一个雨季（1998 年），锚索拉力值明显增大，雨季后的旱季（1998 年 9 月~1999 年 4 月），虽然地下水水位下降，但锚索拉力却仍然继续增大，两束锚索拉力趋于一致，说明锚索已经承受不可逆的滑坡推力。张拉顺序下排 5 977# 在前。由图 3 可知，30# 锚索桩锁定时锚索拉力迅速减小，然后进入缓慢减小阶段，经 1 个~4 个月，第一个雨季（1998 年）后开始增大。第二个旱季（1998 年 11 月~1999 年 4 月），地下水水位下降，锚索拉

力略有减小。第二个雨季（1999），锚索拉力略有增大并趋于平衡。5 981#，5 980# 桩顶两束锚索拉力变化趋势接近；5 979# 相对受力较小。张拉顺序为先下排 5 979#，再上排 5 981#，后上排的 5 980#。

图 2、图 3 所表示的锚索拉力和地下水位的变化有区别，锚索拉力的变化是由于滑坡推力的改变引起的；地下水位对滑坡的作用（或对滑坡推力的改变）和滑坡的特点有关。3# 桩锚索拉力变化特点反映其对应段滑坡正在滑动阶段，在抗滑工程建成初期滑坡推力持续增大的特征。30# 锚索桩的锚索拉力的变化说明其对应段滑坡处于蠕动挤压阶段，滑坡具间歇性滑动特征。

3.2 锚索拉力的动态变化规律

由图 2、图 3 得出锚索拉力的变化有如下三个阶段：锁定后锚索拉力迅速减小阶段；缓慢变化阶段；稳定阶段。

3.2.1 锚索拉力迅速减小阶段

锁定时锚索拉力迅速减小，是由锁定过程中出现的瞬间预应力损失引起的，将各测点的监测数据及计算出的瞬间预应力损失列于表 1。由表 1 得出，除 5 979# 与 42# 测力计预应力损失超过 25%，其余 9 个测力计预应力损失平均值 13.5%。瞬间预应力损失包括：

(1) 钢绞线回缩引起的预应力损失<sup>[1]</sup>，其值由  $P_1 = A L E_y / L$  式确定。式中， $A$  为每孔锚索钢绞线的截面积，5  $\varnothing 15.24$  钢绞线的  $A$  为  $720 \text{ mm}^2$ ； $E_y$  为钢绞线弹性模量， $E_y = 2.05 \times 10^5 \text{ MPa}$ ； $L$  为锚索自由段长度； $L$  为钢绞线回缩量，由锚索张拉锁定时具体测定。

表 1 监测数据及瞬间预应力损失计算表

位置	测力计编号	锚索拉力/kN		瞬间预应力损失/%	自由段长度/m	锚索拉力最小值		锚索拉力最大值	
		锁定值	回落值			/kN	时间间隔/月	/kN	时间间隔/月
30# 桩	5 981	444	414	6.8	15	379.9	4	449.9	19
30# 桩	5 980	410	372	9.3	15	352.4	1	381.5	10
30# 桩	5 979	376	230	39.5	10	221	3	247.6	17
3# 桩	5 978	410	355	13.4	13	343	1.5	359	22
3# 桩	5 977	341	290	15	13	284	2	343.4	22
11# 桩	41	343	287	16.3	10	-	-	-	-
11# 桩	42	219	155	29.2	10	-	-	-	-
24# 桩	40	431	352	18.3	13	-	-	-	-
24# 桩	44	404	327	19.1	13	-	-	-	-

注：达到锚索拉力最小值、最大值时间间隔从锁定时间开始计算

由上式计算出的各测点  $P_1$  值见表 2。 $P_1$  占全部瞬间预应力损失的 80%~99%。回缩量的大小与各个厂家制造工艺有关，也与现场张拉锁定工艺

有关。因此完善锁定工艺、减少回缩量是减少该项预应力损失的主要措施。为减少这一预应力损失引起的设计不当，在张拉锁定时可按预应力设计值的

10 % ~ 15 % 进行超张拉。

表 2 锚索回缩引起预应力损失计算表

编号	锚索回缩 值/mm	锚索拉力降 低值 $p_1$ /kN	预应力损 失 (%)	占瞬间应 力损失 (%)
41 #	3.03	43.48	12.7	80
42 #	3.65	52.38	13.9	80
5 977 #	4.57	50.45	14.8	99
5 978 #	4.46	49.24	12	90

(2) 钢绞线在张拉、锁定过程中由于受力不均产生的预应力损失

根据每个锚索测力计各钢弦测力结果分析,发现测力计受力不均匀,是预应力损失另一个主要原因。锚索测力计的三根钢弦等弧度分布在测力环上,当在张拉与锁定受力大小顺序改变时预应力损失增大。测力计 42 #, 5 979 # 预应力损失分别达 29.2 %, 38.8 %, 就是因为此原因造成的。例如 5 979 #, 在张拉中, 1 #, 2 #, 3 # 弦对应的拉力分别为 230.5 kN, 215.4 kN, 223.9 kN, 受力大小依次是 1 # 3 # 2 #; 在锁定时对应的拉力分别为 373 kN, 403.3 kN, 259.5 kN, 受力大小依次是 2 # 1 # 3 #。

三根弦受力大小的改变,主要是由于各股钢绞线在锚索孔孔口段不顺直、不对称均匀分布和错位等原因造成的。

研究和观测得知,锚索杆体安装造成的预应力损失(即摩擦损失)也是相当可观的。有些资料表明此项损失占设计张拉力的 10 % ~ 20 %,但孔口锚索拉力的减小不能反映这一数值大小,本文不再深入分析。

3.2.2 锚索拉力缓慢变化

瞬间预应力损失表现为在短短几分钟内锚索拉力的减小,此后在一段时间内锚索拉力继续减少,直至锚索拉力降到最低点后开始增大。锚索拉力的继续减少是由于钢绞线、桩周和锚索锚固段的岩土徐变造成的;锚索拉力的增大是由于滑坡推力的作用造成的。在锚索张拉锁定以后,当预应力损失的值大于滑坡推力引起锚索拉力增大的值时,锚索拉力随时间的变化曲线表现为下降;反之,锚索拉力随时间的变化曲线表现上升。

30 # 锚索桩锚索受力条件复杂,5 980 #, 5 981 # 测力计所在锚索自由段长度相同,锁定荷载接近,锚索拉力缓慢减小持续时间相差 3 个月;锚索拉力增大时间段差 9 个月,但在两年内均达稳定。3 # 锚索桩锚索拉力缓慢减小阶段时间是 1.5

个~2 个月,而锚索拉力增大时间段是 22 个月,此后稳定。预应力长期损失的主要内容包括:

(1) 钢绞线徐变导致的预应力损失

据有关资料,在 70 % 破断负荷时低松弛钢绞线 1 000 h 应力损失为 2.5 %,在 60 % 破断负荷时为 1.0 %,在 50 % 破断负荷时可忽略不计。由表 1 可知,最大锚索力为 449.9 kN,为 34.6 % 破断负荷,因此,本工点钢绞线徐变引起的锚索拉力的减少(预应力损失)可忽略不计。

(2) 混凝土徐变引起的预应力损失

此部分损失是由锚索孔穿过抗滑桩部分的桩身混凝土徐变引起的,由于混凝土尺寸较小,亦可忽略不计。

(3) 岩体的徐变导致的预应力损失

在预应力的作用下,岩体受到压缩,岩体中的节理裂隙被压密,这种压密过程不是在短暂的时间内完成而是持续一定的时间。如果荷载反复,这种压密过程要大大缩短,如果岩体质量好,节理裂隙小,岩石致密,产生的压缩变形小,即使在较大的持续荷载的作用下也是如此。据阿尔及利亚舍尔水坝预应力达 10 MN 锚于坚硬砂岩中的锚索进行的长期监测资料,3 年之后预应力损失量为 4 %,18 年以后预应力损失量为 5.5 %。在软岩中预应力损失是不可忽视的,许多的试验结果表明,在硬粘土中灌浆的长锚杆徐变造成的的预应力损失为 6 %,而在密实的中硬土中为 12 %。由表 1 不难推出,3 #, 30 # 桩中最小的预应力损失为 2.06 % (5 977 # 测力计);最大的预应力损失至少为 8.24 % (5 981 # 测力计)。这一计算结果,并设有考虑滑坡推力作用所抵消的预应力损失的量,实际的预应力损失还应比这一结果大。可见锚固在类似黄贝岭坡体强风化砂岩中的锚索岩体的徐变引起的预应力损失达 8.24 % 以上。

3.2.3 锚索预应力相对稳定阶段

随着锚索桩的作用,滑坡趋于稳定,作用在锚索桩上的推力也相对固定,锚索拉力也随之稳定;实现锚索桩和滑坡间的新的平衡状态,这种由不平衡到平衡的过程往往在两年内结束。

3.3 抗滑桩受力动态变化规律的分析

3.3.1 基本数据

抗滑桩用 C25 钢筋混凝土现场浇注,截面尺寸 1.6 m<sup>2</sup> × 1.6 m<sup>2</sup>,桩顶设 3 根 5 Ø15.2 预应力锚索,桩双侧对称配 10 Ø28 钢筋。桩顶位移在张拉稳定时为 - 2.0 mm (向山侧移动),滑面深度为

5.5 m，桩长为 11.5 m。

3.3.2 计算方法和计算结果

采用有限差分法，用弹性地基梁法计算锚索桩的受力情况。计算中用文克尔假定，滑体与滑床采用不同的地基系数。滑体采用 M 法，滑床采用 K 法。分三个状态考虑。状态Ⅰ：张拉锁定状态。锚索在锁定荷载的作用下，实测的桩顶位移为 - 1.99 mm，滑体相对于滑床无滑动，可采用一般的地基系数法计算，根据计算结果得出滑体的抗力系数  $M = 6.0 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-4}$ 、滑床的抗力系数  $K = 3.25 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ ，这一结果与具体的地质条件一

致。状态Ⅱ：最大滑坡推力作用状态。根据实测的最大锚索拉力推算，考虑到滑体相对于滑床的滑动，利用修正的地基系数法计算<sup>[2]</sup>，计算出相对应的锚索桩承受的滑坡推力  $E = 2\,189 \text{ kN}$ ，而桩本身所承受的滑坡推力  $E = 1\,130 \text{ kN}$ 。状态Ⅲ：设计状态。设计的锚索桩的作用发挥到最大限度，即 10  $\varnothing 28$  的应力达到设计值，计算锚索桩所承受的滑坡推力  $E = 3\,351 \text{ kN}$ ，桩所能承担的滑坡推力  $E = 2\,200 \text{ kN}$ ，此时上排两根锚索的拉力为 866 kN，下排锚索拉力为 285 kN。所有计算结果见表 3。对应三个状态计算出的桩身挠曲及受力见图 4。

表 3 30# 桩锚索力的主要测试数据及计算结果

分析状态	测力计编号	锚索拉力 / kN	水平分量 / kN	合计 / kN	桩顶位移	滑坡推力 / kN	桩所受滑坡推力 / kN	桩身配筋
状态Ⅰ	上索 5 980 #	372	363	768	- 1.99			7 $\varnothing 28$
	5 981 #	414	405					
	下索 5 979 #	230	218	218				
状态Ⅱ	上索 5 980 #	379.9	372	811	0.35	2 189	1 130	8 $\varnothing 28$
	5 981 #	448.5	439					
	下索 5 979 #	247.6	235	235				
状态Ⅲ	上索 5 980 #			866	3.31	3 351	2 200	10 $\varnothing 28$
	5 981 #							
	下索 5 979 #			285				

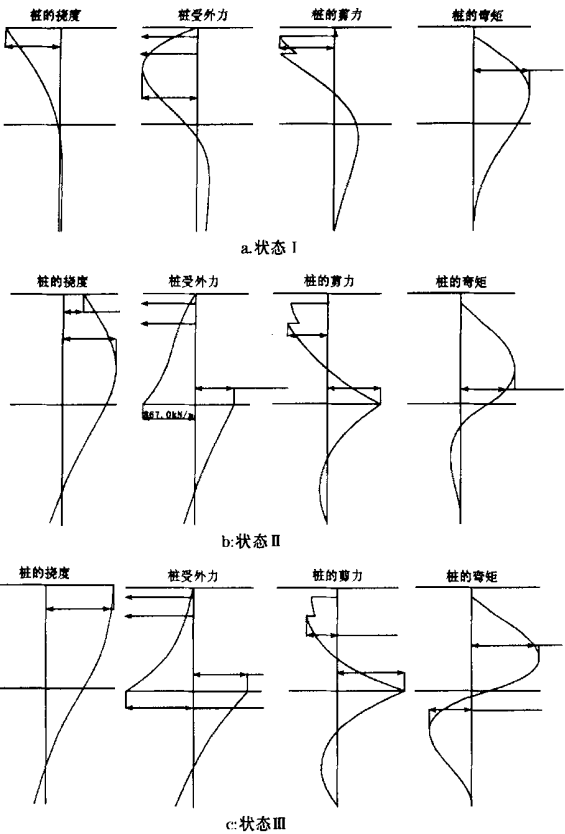


图 4 不同状态下桩身曲线及受力曲线

3.3.3 桩身内力变化

由图 4 可知，从锚锁张拉锁定状态到监测期限内滑坡推力最大状态，桩身最大剪力由 732.3 kN 变为 1 130 kN，离设计允许的状态 ( $Q_{\max} = 2\,200 \text{ kN}$ ) 尚有一定的储备；最大弯矩由  $1\,767.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$  变为  $1\,267.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ，离设计允许的状态 ( $M_{\max} = 2\,208.8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ) 也有一定的储备。

3.3.4 锚索抗滑桩作用效果的评价

将锚索桩在监测的锚索拉力达到最大值时的工作状态与设计的状态相比，计算得出的各部分的结构安全度分别为：桩锚共同作用为 1.53；桩本身为 1.95；上排锚索为 1.92；下排锚索为 3.3。由此可以看出：(1) 锚索桩距达到设计状态时有足够的结构安全度；(2) 锚索桩作为整体的结构安全度小于锚索和桩各部分的结构安全度；(3) 上排锚索与桩身的结构安全度接近，说明受力较匹配，但下排锚索安全结构度偏大，说明对其施加的预应力偏小。

4 结 语

(1) 预应力锚索抗滑桩锚索拉力的变化大致分

为三个阶段,即锚索拉力迅速减小阶段、缓慢变化阶段及稳定阶段。锚索拉力缓慢变化阶段锚索拉力的增加和减小,决定于锚索预应力长期损失和滑坡推力之间作用的结果。锚索拉力减少的预应力损失主要包括瞬间预应力损失和长期预应力损失。

(2) 根据监测结果分析,瞬间预应力损失主要是由于钢绞线回缩和各股钢绞线在锚孔中分布不均匀和不顺直及错位造成的。长期预应力损失主要是由于锚固段岩体的徐变引起的。对瞬间预应力损失,可采用超张拉和完善施工工艺进行补偿和减小;对于长期预应力损失,特别是在软弱岩土中应

用,在设计时应充分考虑其岩土体的徐变作用。

(3) 锚索桩治理滑坡,可划分为三个状态、即张拉锁定状态,最大滑坡推力作用状态和设计所允许的状态。从一个状态到另一个状态,桩身挠曲和内力随之变化,变化范围不能超过出设计所允许的状态。

(4) 锚索和桩共同作用的结构安全度小于锚索和桩各自的结构安全度,在设计时尽量保证桩和各根锚索受力协调一致,遵循同步破坏的原则,这样才能得出最优化的设计,做到经济合理,造价节约。

## 参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国交通部. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 [S].
- [2] 励国良. 关于抗滑桩计算的一个建议 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988.
- [3] 阎莫明, 徐祯祥, 苏自约. 岩土锚固技术的新发展 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2000.
- [4] 中国岩土锚固工程协会. 岩土锚固工程技术 [M]. 北京: 人民交通出版社, 1996.
- [5] 水利部水利水电规划设计总院. 预应力锚固技术 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.

## Measuring and Analyzing Tension Force of Anchor Cable in Anti-slide Pile with Pre-stressed Anchor Cable

ZHAN G Yu-fang<sup>1</sup>, LI Qi-ping<sup>2</sup>, ZHAN G Zhi-ping<sup>1</sup>

(1. Shenzhen Tieke Engineering Co., Ltd., China Academy of Railway Sciences, Shenzhen Guangdong 518034, China;

2. Guangdong Road Engineering & Construction Corp., Guangzhou Guangdong 510635, China)

**Abstract :** In order to research the mechanics status of the anchor pile, the model of anchor pile used to control the Hangbeiling landslide in Shenzhen was inspected and tested for a long time. The result shows that the change of anchor tension is divided into three phases: anchor tension decreases quickly, anchor tension changes slowly, anchor tension stays steady. In the phase that anchor tension changes slowly, the change occurs due to the interaction of the long pre-stressed force loss of anchor tension and the landslide force. The impact process of the anti-slide pile is divided into three statuses: the anchor is tensioned and then fastened (Status ); the largest landslide force is impacted (Status ); and the design limitation (Status ). The whole impact process of anchor pile can transfer from Status to Status and then to Status gradually. The structure safety factor of the interaction of anchor cable, pile and pile anchor, should match and well coordinated to achieve the best effect.

**Key words :** Landslide control; Pre-stressed anchor cable; Anti-slide pile; Long term monitoring

(责任编辑 贺振中)