

# 确定预应力锚索设计参数的优化方法

张发明<sup>1,2</sup> 陈祖煜<sup>2</sup> 刘宁<sup>1</sup> 赵维炳<sup>1</sup>

(1.河海大学土木工程学院 南京 210098 2.中国水利水电科学研究院 北京 100044)

**摘要:**在水利水电工程建设中,通常采用预应力锚索(杆)加固不稳定边坡以改善其稳定性。然而,至今为止,对预应力锚固的设计大多过于保守,造成过多的工程浪费,锚固设计理论与方法有待于深入研究。通过对影响岩锚设计参数的因素分析,应用优化与决策理论,提出了岩锚设计参数的确定方法,建立了岩锚支护设计决策支持系统RSASYS,为工程设计人员进行岩锚设计提供了一种新的分析方法。实践证明该方法可行并可获得巨大的经济效益。

**关键词:**预应力锚索 最优决策 设计参数 岩石边坡 故障树

## 1. 概述

预应力锚固技术是近代岩土工程领域的一个重要分支,在岩土工程中得到了广泛的应用,并取得了巨大成功。由于在岩土中使用锚固技术可以充分发挥岩土自身的能量,积极调用岩土体自身强度和自稳能力、提高施工过程的安全性和时效性、有效控制岩土体及工程结构的变形以及显著降低工程造价等诸多优点<sup>[1]</sup>,在水利水电、交通、煤炭、冶金等领域深受设计与施工人员的重视,倍受业主的青睐。目前,在诸如长江三峡、黄河小浪底及漫湾水电站等一大批水利水电工程中普遍采用了高强预应力锚索加固技术,然而边坡工程不及时加固而造成失稳所发生的重大事故也屡见报道。因此,作为岩土体改良重要手段的锚固理论有待深入研究。通过对影响岩锚设计参数的因素分析,应用优化与决策理论,提出了岩锚设计参数的确定方法,并建立了岩锚支护设计决策支持系统RSASYS,期望对岩锚优化设计提供一种新的方法,实例分析表明,本文提出的设计方法不仅安全可靠,而且可以节约大量的工程投资。

## 2. 影响岩锚设计参数确定的关键因素

高边坡采用预应力锚索(杆)加固的主要目的是增加岩体的综合强度,改变岩体的变形特性;对具有潜在滑裂面的不稳定岩体,则可以改变由于开挖卸荷引起的裂隙扩张,提高抗滑力从而增加岩体的整体稳定性。因此,从加

固目的可以分析影响岩锚设计参数的主要因素有以下几方面。

### 2.1 岩体的强度

岩体的强度决定了岩体与锚固体间的粘结强度,文献<sup>[2]</sup>通过国内近三十例岩锚加固实例,系统分析了确定岩体与锚固体间粘结强度的岩石质量指标法,提供了一套图表。粘结强度是决定内锚固段长度的重要因素。同时,岩体强度也决定了施加预应力大小,岩体强度越高,锚下岩体承载力越大,岩体的变形越小,预应力长期稳定性越高。

### 2.2 被加固边坡的工程安全等级

被加固边坡的安全系数是判断边坡稳定性、确定边坡加固工程量的主要指标,直接关系到边坡工程的安全性、经济性与合理。工程安全等级越高,安全储备越大,投入必然越大<sup>[3]</sup>。因此,必须根据对边坡实际地质条件的认识深度、对岩体物理力学性质的统计代表性是否满足稳定性计算的需要、边坡失稳破坏后的危害程度及修复处理的难易程度、采用的计算方法对真实岩体条件和施工模拟的正确性等因素确定边坡工程安全度与加固投资的效益模型。

### 2.3 结构面的特征

具有连续控制块体稳定的结构面的性质,尤其是结构面的产状、埋深等不仅影响锚固荷载的大小,同时也影响锚索布置的方向、锚索长度等。因此,对可能滑体的锚固需要建立在准确的结构面调查基础上。

### 3. 决策分析的概念和锚固系统的失效模式

#### 3.1 决策分析的概念

简单风险决策，通常采用决策变量确定一个目标函数，目标函数常以货币量来表示总受益或总费用<sup>[4]</sup>，最优设计就是用决策度量的值来确定受益多少，从中选择受益最大、损失最小的决策度量，其数学模型为：

设决策变量集为： $X_1, X_2, \dots, X_n, F(x_1, x_2, \dots, x_n)$  为目标函数，使式（1）成立的变量集即为最优变量集；在岩锚设计中，决策变量通常为锚固荷载、锚固角、内锚固段长度、锚固间距及锚固安全储备等。

$$\frac{\partial F(X_1, X_2, \dots, X_n)}{\partial X_i} = 0 \quad (1)$$

决策分析的目的就是作出“最好”决策，在决策分析中，通常采用最大期望经济受益的准则。

设 $d_{ij}$ 表示与第 $i$ 方案有关的第 $j$ 个后果的经济价值， $P_{ij}$ 为相应的概率，则方案 $i$ 的期望经济价值为：

$$E(a_i) = \sum_{j=1}^j P_{ij}d_{ij} \quad (2)$$

其最大期望经济价值为：

$$d(a_{opt}) = \max \left\{ \sum_{j=1}^j P_{ij}d_{ij} \right\} \quad (3)$$

#### 3.3 锚固系统的失效模型

根据岩锚成功与失败的典型实例及系统故障树分析理论（图1），得到岩锚支护系统最可能的失效模式为：

（1）锚索内锚固段沿孔壁抽出（A）：锚索的锚固力主要依赖于内锚固段注浆体与孔壁之间的粘结力（握裹力）。通常因内锚固段长度不够或锚孔孔径偏小、预应力值过大等因素引起内锚固段沿孔壁抽出，当然，施工质量低劣也是造成此失效模式的主导因素。

（2）群锚失效（B）：群锚加固岩质边坡，导致锚索间相互作用而引起锚索预应力值的减小，对不同强度的岩体，锚固间距是确定

预应力损失的重要因素，岩体质量差，锚索间距小，必然会导致岩体表面的压缩效应发生，从而使群锚整体失效。

（3）钢绞线从注浆体中抽出（C）：注浆体的强度决定索体的握裹力，当注浆体达不到设计要求，或施工时残存蜂窝结构，钢绞线有可能从注浆体中抽出。

（4）钢绞线断裂（D）：造成钢绞线断裂的因素主要有钢绞线存在缺陷，钢绞线之间在张拉过程中受力不均以及设计荷载过大等原因。

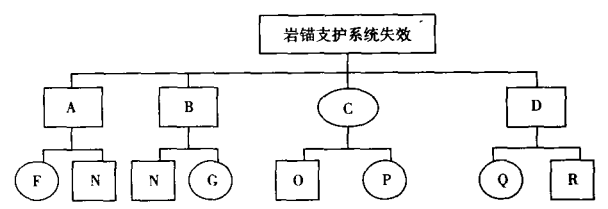


图1 岩锚支护系统故障树

A. 锚索整体从孔壁滑出 B. 钢绞线沿浆体抽出 C. 群锚整体失效 D. 钢绞线断裂 F. 内锚段长度不够 G. 注浆体强度不够 N. 施工质量问题 P. 锚索长度不够 R. 预应力荷载过大 O. 锚索间距过小，预应力损失过大 Q. 钢绞线质量缺陷

### 4. 岩锚支护参数的最优决策

#### 4.1 单束锚索预应力设计值的决策分析

根据岩锚支护试验所耗费用的统计分析，无粘结端头锚索的造价如表1所示，而不同荷载单束锚索的失效概率见表2。由表2可得： $P(3000kN)=0.12$ ； $P(1000kN)=0.05$ 。

无粘结端头锚工程造价一览表 表1

锚固等级	1000kN		1500kN		3000kN				
	数量	单价 (元)	数量	单价 (元)	数量	单价 (元)			
内容	280kg	8.3	2324	400kg	8.3	3320	400kg	8.3	6972
材料	30.5m	35m	1068	30.5m	35	1068	30.5m	35	1225
锚具、垫板	一套	1360	1360	一套	1940	1940	一套	4080	4080
其他材料			2022			2120			2267
人工费	9	28	252	12	28	336	27	28	756
浇混凝土墩			450			500			900
灌浆			1050			1050			1225
其他费用			1705			2067			5091
造孔	30.5m	202	6161	30.5m	202	6161	35.0	202	7070
合计			16392			18562			29595
综合单价			5.464/T·m			4.125/T·m			3.29/T·m

不同吨位锚索失效概率统计值 表2

锚固荷载	内锚段内孔壁抽出	应力不均造成的断裂	单锚预应力损失>10%
3000kN	0.008	0.02	0.092
1000kN	0.002	0.014	0.034

根据最大期望经济价值准则，便可确定选择哪一种预应力值。

由锚索失效造成的经济损失:

$$1000\text{kN总造价:}E(1000)=E_1P_1(T)=2.732 \times 10^4\text{ML}(4)$$

$$3000\text{kN总造价:}E(3000)=E_3P_3(T)=1.236 \times 10^4\text{ML}(5)$$

故宜选择3000kN级锚索作为加固的手段为佳。

#### 4.2 锚固角的最优确定

众所周知,锚固角主要影响锚索长度的确定,在确定锚固角时,对应于不同锚固角所提供的最大抗滑力与最少投资时的锚固角为最优锚固角,可由以下各式确定。

$$T_{抗}=T' \cos(90^\circ - (\theta + \alpha)) \text{tg}\varphi + T' \sin(90^\circ - (\theta + \alpha)) \quad (6)$$

式中:  $T'$  为锚固荷载 (kN);  $\alpha$  为滑裂面倾角;  $\theta$  为锚索与水平面之间的夹角即锚固角;  $\varphi$  为滑动面内摩擦角。由式(7)可求得最大抗滑力锚固角  $\theta = \varphi - \alpha$ 。但是,此时锚索长度最大,为获得最经济锚固角,联合求解式(7),令  $F(\theta + \alpha) = TL'$ , 取  $F(\theta + \alpha)$  为极大值即可

$$\begin{cases} \max[F(\theta + \alpha)] = T' \sin(\theta + \alpha) \text{tg}\varphi + T' \cos(\theta + \alpha) \\ \min[L'] = L / \sin(\theta + \alpha) \end{cases} \quad (7)$$

获得最经济锚固角,由(8)式可以得到:

$$\theta_{优} = \pi/4 + \varphi/2 - \alpha \quad (8)$$

#### 4.3 内锚固段长度的最优确定

内锚固段长度是预应力锚索设计的一个重要指标,直接影响工程造价<sup>[5]</sup>。文献<sup>[21]</sup>研究表明,锚索轴力、剪力的分布集中在内锚固段外端2.0m范围内(占80%),设内锚段粘结力与单束锚索荷载之差定义为安全储备S,则:

$$S = \pi DL[C_2] - Q \quad (9)$$

式中D为内锚段直径(m); L为内锚段长度(m);  $[C_2]$ 为岩锚间粘结强度[MPa]; Q为轴力(kN)。

剪力  $\tau = f(L, N)$ , 则由可靠性理论将安全储备表示成功能函数为:

$$Z = g[\pi DL[C_2], f(L, N)] \quad (10)$$

为简便使用,可由式(11)确定内锚固段长度。

$$F_s = \frac{\int_0^L [\pi DL[C_2] dl]}{\int_0^L [f(L, N) dl]} \quad (11)$$

式中:  $F_s$ 为根据工程重要性所确定的安全系数,其他符号同上。

#### 4.4 锚固间距的确定

预应力锚索的荷载作用于岩体表面,使岩

体产生一定的表面压缩效应<sup>[6]</sup>,锚索间距过小,表面压缩效应显著,从而引起预应力损失值的增加。现有确定锚索间距的方法不能反映岩体质量、预应力损失的影响,本文采用以控制预应力损失为主的优化方法,设锚索作用扰动半径为  $D_1$ 、相邻锚索作用半径为  $D_2$ 、群锚加固内锚固段应力叠加合理间距为  $D_3$ ,则取最优锚索间距为:

$$D = \max\{D_1, D_2, D_3\} \quad (12)$$

式中  $D_1$ 、 $D_2$ 、 $D_3$ 由文献<sup>[2]</sup>中确定。

## 5. 应用实例

### 5.1 工程概况

某重力坝左岸山体由单一的流纹岩组成,坡内裂隙发育,因地质条件对边坡的不利影响及施工方法不当,造成边坡于1989年1月7日在坝、厂房范围产生约10.6万方的坍塌,严重影响施工进度,造成约1亿元人民币的损失。岩体物理力学性质及结构面力学指标如表3。

岩体及结构面主要力学参数 表3

风化部位	岩 体				结构面		
	抗压强度Rc(MPa)	变形模量E(GPa)	RQD(%)	BQ	代号	f	c(MPa)
强风化带	20.8	1.33	20.1	260	F.f.gm,j	0.35-0.40	0
弱风化带上部	25.0	3.94	30.2	340	F.f.gm,j	0.40	0.02-0.04
弱风化带下部	67.7	5.52	51.0	435	j	0.55-0.60	0.05
微风化带	80.3	9.36	57.0	550	F.f.gm.	0.40	0.04
						0.65	0.05

注: F.f表示为断层; gm为挤压结构面; j为节理密集带形成的软弱结构面。

### 5.2 锚索优化设计参数的复核

根据极限平衡理论计算得到的失衡力与所需锚固力,运行RSASYS岩锚加固决策支持系统,可以得到:

①锚索预应力值  $P=3000\text{kN}$ ; ②最优锚固角  $\beta = +13.9^\circ$ ; ③最优锚固间距  $D=5.36\text{m}$ ; ④内锚固段长度  $L_d=7.8\text{m}$ 。

### 5.3 现场试验验证

为验证锚索设计的合理性,进行现场锚索张拉与监测,结果表明:3000kN级预应力锚索内锚固段长度8m没有造成锚索失效。同时,锚索间距5.0m有利于锚索布局,并且也是合理间距;单束锚索预应力损失值为0~2kN,也说明了本文所提供的确定方法的合理性。

(下转第19页)

## 5. 设计方法的验证

本文四个扁梁柱节点B1~B4的破坏形态均为节点核心区混凝土剪压破坏,按文献<sup>[2]</sup>提出的柱侧梁上总弯矩在内、外核心区分配的原则,即 $M_1=MA_{s1}/A_s$ ,  $M_0=M-M_1$ , 其中 $M$ 、 $M_1$ 、 $M_0$ 分别为柱侧梁上总弯矩和传给内、外核心区的弯矩,  $A_s$ 为扁梁纵向钢筋总面积,  $A_s=A_{s1}+A_{s0}$ 。可以计算出核心区混凝土的压应力和水平与竖向钢筋的拉应力,计算值与试验值见表2、表3,表中给出的钢筋应力试验值均为图4中7、8、9、10测点应力的平均值。

表2 内核心区的计算值与试验值比较(MPa)

	B1	B2	B3	B4
0.18f <sub>c</sub>	13.7	13.2	13.7	13.2
D/(ab <sub>j</sub> )	16.9	16.7	17.1	17.7
f <sub>sh</sub> 试验值	225	195	204	160
f <sub>sh</sub> 计算值	319	292	211	169

注: f<sub>sh</sub>为扁梁柱节点内核心区水平箍筋的应力

由表2可知,计算的混凝土核心区主压应力大于混凝土的软化强度,所以核心区混凝土应压碎,这与试验现象相吻合;计算的钢筋的应力与试验值总体上也吻合得较好。

表3 外核心区的计算值与试验值比较(MPa)

	B1	B2	B3	B4
0.18f <sub>c</sub>	13.7	13.2	13.7	13.2
D/(ab <sub>j</sub> )	9.8	11.56	11.72	12.9
f <sub>sh</sub> 试验值	225	195	204	160
f <sub>sh</sub> 计算值	198	222	101	107

由表3中可知,外核心区的混凝土并未达到软化抗压强度,但由于内核心区混凝土压碎后,相应引起了外核心区混凝土的破坏。钢筋的应力的计算值与试验值总体上也吻合较好。

## 6. 结论

在理论推导和试验验证的基础上,本文提出了一套通过验算扁梁柱节点内、外核心区混凝土的抗压强度和节点内、外核心区内配置的水平与竖向钢筋抗拉强度来进行扁梁柱节点设计的计算方法;该方法利用了节点内碳纤维和扁梁中无粘结预应力筋作用,且充分考虑了节

点内、外核心区混凝土的强度;该方法可供工程设计人员参考使用。

### 参考文献

1. 杨杰,张然.无粘结部分预应力扁梁柱节点性能研究.建筑技术开发(建筑结构),1990(6):18-26
2. 殷芝霖.钢筋混凝土扁梁结构的抗震性能及其设计方法.建筑结构学报,1993,14(4):2-15
3. 唐九如.钢筋混凝土框架节点抗震.南京:东南大学出版社,1989
4. 章文纲,程铁生.1.0钢纤维框架节点抗震性能的研究.空军工程学院学报,1988(3):35-45
5. 唐九如等.预应力混凝土延性框架抗震配筋限值研究.建筑结构学报,1996(1):20-2
6. 季韬.梁柱节点抗震性能的研究:[博士学位论文].浙江:浙江大学建筑工程学院,2000
7. 高丹盈.碳纤维钢筋混凝土梁正截面强度的计算.工业建筑,1991(1):9-14
8. GBJ10/89 混凝土结构设计规范.北京:中国建筑工业出版社,1989

(上接第22页)

## 6. 结论

研究表明,在确定岩锚设计参数时,首先应确定岩体的物理力学性质,并在建立锚索失效系统故障树的基础上,应用最大经济期望决策理论可以得到优化设计参数。本文提出的锚固荷载、锚固角、锚固间距、内锚固段长度等优化设计方法,现场试验验证了其合理性与准确性,可供设计部门参考使用,岩锚支护决策支持系统RSASYS可以快速地进行边坡预应力锚索加固设计。

### 参考文献

- [1] 程良奎.中国岩土锚固技术的应用与发展[A].岩土锚固工程技术的应用与发展[C].北京:万国学术出版社,1996年,1-5.
- [2] 张发明.岩质边坡预应力锚固效应及应用研究[博士学位论文][D].南京:河海大学,2000年.
- [3] Jun Kanda,Haresh Shah.Engineering role in failure lost evaluation for building[J]. Structural safety,1997,19(1):79-90.
- [4] A.H-S.ANG.W.H.TANG,著.孔芳垂,陈星焘,顾子聪,译.工程规划与设计中的概率概念[M].北京:冶金工业出版社,1991年,6-145.
- [5] 陈祖煜,汪小刚.岩质边坡的加固技术[A].孙剑,夏可风,主编.'98水利水电地基与基础工程学术交流会议论文集[C].天津:天津科学技术出版社,1998年,419-429.
- [6] 张发明,刘宁,赵维炳.岩质高边坡预应力锚固力学行为与群锚效应[J].岩石力学与工程学报,2000(专辑).