

# 土钉技术在边坡稳定中的应用

太原煤矿设计研究院 王步云 高顺峰

## 一、概述

土钉技术是在土体中的原位加筋技术,用于边坡的支挡工程,本文采用的土钉是钻孔注浆式,先在土坡上钻直径为120至200mm的孔,然后设置钢筋、钢杆或钢绞索等杆件,再用压力注水泥砂浆充实孔穴,形成与周围土体牢固结合的土钉、最后在土坡表面设置与土钉联结的联系构件,并用喷射混凝土组成土钉墙整体。在原状结构土体中做成类似于加筋土的支挡体系,作用可视为重力式挡墙,具有施工简便,适用于狭窄工作场地,对周围建筑物影响小等优点,可用于临时深基坑边坡的支挡,亦可用于永久性土坡的支挡工程,特别是对紧邻已有建筑物的陡坡,采用放缓边坡不可能时,常用支挡结构来处理,土钉技术的造价只有常规重力式支挡结构的35~50%,且可加速工程进度,因此得到广泛的应用。在西德与法国有50%的临时支挡工程采用土钉技术,在北美亦有多项支挡结构工程采用此项技术,且用于井下开采引起的地面下沉与滑坡的控制。近年来在我国的煤炭系统也得到应用与发展,但是它的工作原理至今仍有许多不清楚的因素,因而设计方法颇不统一。为此,我们进行了原位试验、工程实践与监测,据此对土钉原位加筋技术的工作原理、设计与构造作简要的论述,以期有助于土钉技术的发展。工程实践证实,采用土钉技术作为土坡支挡结构体系具有可靠性与经济性,有广阔的发展前景。

步建立图形符号标准化体制奠定基础,也请大家帮助我们达到这一目的,以提高我们标准化的水平。但本标准的制订难免有不少错

## 二、土钉墙的工作原理

土钉墙是在“新奥隧道法”的基础上,于七十年代后期发展起来的原位加筋技术。初期用于控制与稳定滑坡,至今已扩展成为土体的经济支挡工程结构、矿山开采引起地面沉降的控制等的有效方法。它的基本作用是加筋体(包括面层结构)与原位土体构成粘结整体,可视为能够承受水平静荷载与动荷载的重力式支挡结构。

### 1. 土钉的加筋作用

土体中原位加筋,将使原土的抗剪强度得到改良,同时使土钉与周围土体成为紧密牢固结合的粘结整体。为了说明其特性,采用三轴大样剪切试验。试样制备是在原状土样中设置小型加筋,试验条件为(UU)。(试样的物理力学性质列于表3)。以强度提高系数 $K_R$ 表示加筋的作用,其定义为土钉粘结体的强度 $\bar{F}_R$ 与原状土的强度值 $\bar{F}_0$ 之比,即:

$$K_R = \bar{F}_R / \bar{F}_0$$

试验成果列于表1及图1

表明加筋将会提高原位土体的抗剪强度,而且随着加筋层数的增多,土体强度亦在逐步提高。

关于多层土钉对土体强度的提高作用,上海铁道学院张师德教授提供了多层加筋的资料(见图2),以抗剪强度的增量表示加筋的作用。试验表明,当加筋层数至一定数量时,抗剪强度增量则趋于定值。

根据上述的试验成果,可以得出如下结

误和问题,恳请从事煤炭工作的同志和标准化工作的同行不吝指正。

表 1

土的类型	加筋层数	K <sub>p</sub> 值	
		范围值	平均值
粉土及 粉质粘土	0	1.00	1.00
	1	1.45~1.66	1.52
	2	1.71~1.94	1.83
	3	1.98~2.32	2.07

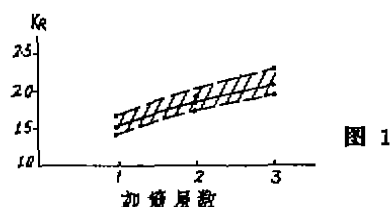


图 1

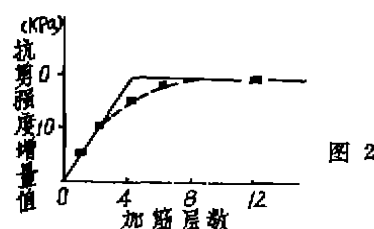


图 2

论：加筋作用使土的抗剪强度得到提高，而在多层加筋（如 4 至 6 层以上）时，抗剪强度增量趋于定值，一般可按提高一倍考虑。

此外，在黄土地层中常有裂隙发育，向土钉孔中压力注浆时，会使浆液顺着裂隙扩渗，形成网脉状胶结。对宽度为 2 至 4mm 裂隙，注浆可扩成 5 至 20mm 的浆脉，形状如图 3 所示。它必然将增强土钉与周围土体的粘结和整体作用。



图 3

## 2. 土钉墙的内部稳定分析

对均质土陡坡，在无支挡条件下的破坏是沿着库伦破裂线发展，为Н.С. Булышев的二维挡墙模型试验所证实。而对于原位加筋土钉构成的复合体陡坡，其破坏形式究

竟如何，我们采用了足尺试验方法，这是为了全面反映复合土体的结构特性、荷载边界条件和施工等多种因素的综合影响，在此基础上进行了应力场有限元数值分析。

试验土质为黄土类粉土与粉质粘土，颗粒组成示于表 2，土性指标示于表 3。关于加筋对抗剪强度的提高作用在 1. 中已作阐述。

表 2

土坡编号	含量 p <sub>c</sub> %	粒组 (mm)	>0.05	0.05~0.005	<0.003
YS-1			18.0	67.0	15.0
JL-4			15.5	63.5	21.0
GY-1			32.0	55.0	13.0
TE-2			25.0	56.0	20.0

表 3

土坡编号	土性指标	$\omega$ %	$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$I_p$	$I_L$	$q_u$ (kPa)	$\varphi^\circ$	$C$ (kPa)
YS-1	10.0	16.7	0.80	7.2	<0	57	27	26	
JL-4	15.0	15.6	1.01	11.7	0	67	26	31	
GY-1	13.1	15.5	1.00	9.5	<0	54	24	23	
TE-2	21.6	19.6	0.78	7.8	0.31	68	28	29	

实测复合体的破裂线如图 4 曲线③所示，与库伦破裂线（图 4 曲线①）不同，用有限元法对边坡应力场分析得出的破裂线（图 4 曲线②）与实测破裂线相近。实测破裂线参数见表 4。

表 4

试点编号	坡高 H (m)	坡角 α (x°)	坡顶破裂线最大距离 L (m)	L/H
YS-1	5.33	90	1.54	0.29
JL-2	10.20	80	3.05	0.30
GY-1	8.20	78	2.58	0.31
TF-2	4.50	90	1.20	0.27

据此认为，原位加筋土坡，即加筋土钉与周围土体构成的复合体，其破裂形式为：陡坡底部近似为螺旋线，顶部为 L/H = 0.30 的垂直线。简化为图 5 的形式来确定主动区是安全的。

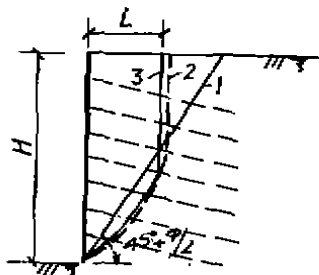


图 4

注：①库伦破裂面，②有限元分析破裂面，③实际破裂面

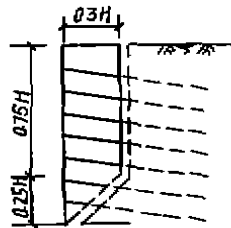


图 5

### 3. 土钉墙面层土压力分布

土钉墙支护体系由加筋土钉与面层组成。土钉的作用前已述及，面层则是承受主动区产生的土压力的结构。土钉墙的施工程序是由上而下的边开挖土坡边施工土钉与面层结构，而一般重力式挡墙是先将边坡开挖到底，然后由下而上的砌筑砖工结构，两者在施工过程中土坡的临空时间，应力解除条件与侧向位移大小均不相同。因此，作用于土钉墙面层上的土压力亦与作用于一般重力挡墙上的土压力不同。为了查明作用于原位土钉墙面层上的土压力，我们对高度为4.5m至10.2m的土钉墙进行了原位监测。现列出JL-2号工程的实测土压力曲线作为示例(图6)。实际土压力沿深度的分布都是上下小中间大的不规则锯齿状，上部土压力高于主动土压力，下部则小于主动土压力值。由于土钉的加筋作用限制土坡临空面侧向位移的发展，抗剪强度的提高改变了主动区的形状，土压力分布不同于主动土压力是合理的。综合工程实测资料，将作用于土钉墙面层上的土压力

简化为图7，计算公式为：

$$q = m_0 \cdot k \cdot \gamma \cdot h$$

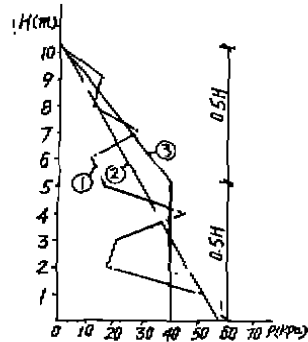


图 6

注：①实测土压力，②主动土压力，③计算土压力。

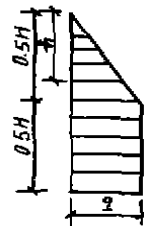


图 7

当  $h \leq \frac{1}{2}H$  时， $h$  取实际值，

$h > \frac{1}{2}H$  时， $h$  取  $0.5H$ 。

式中  $q$  —— 作用于面层的土压力 (kPa)，  
 $H$  —— 土坡垂直高度 (m)，  
 $h$  —— 土压力作用点距离坡顶的距离 (m)，  
 $\gamma$  —— 土的重力密度 ( $\text{kN/m}^3$ )，  
 $m_0$  —— 工作条件系数。

对临时土钉墙 (使用期不超过 2 年)

$m_0 = 1.10$ ，

对永久性土钉墙  $m_0 = 1.20$ 。

$$K = \frac{1}{2} (K_0 + K_a)$$

$K$  —— 土压力系数

$K_0$  —— 静止土压力系数，

$K_a$  —— 主动土压力系数。

总之，原位加筋土钉具有提高土体抗剪强度，限制土坡临空面侧向位移作用。在土

坡临空面,建造由多层土钉与相对刚性的面层结构组成的复合体,可视为起重力式支撑作用的粘结整体。

### 三、土钉墙的整体作用

在原位土钉墙组合体的内部稳定与粘结整体作用得到保证的条件下,它应能够承受墙后的土压力而不发生倾覆和滑移(见图8A及B)。上述两种破坏模型,多见者为倾覆型,绝少见到滑移型。为此,确定作用于土钉墙背土压力,同时进行抗倾覆稳定分析就成为保证它整体稳定性的重要步骤(亦称外部稳定性分析)。

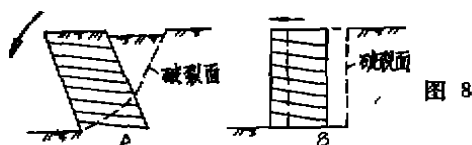


图 8

本问题的实质是确定土钉墙后的临界破裂面,我们的试验监测成果与Gassler和Gudehus确定的“两块滑体”模型一致(见图9)。即假定临界滑裂面为平面型式,由此

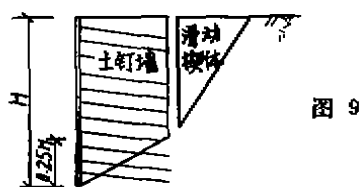


图 9

确定滑动楔体作为土压力的计算依据。问题的关键是滑动面趾点的确定。从土钉墙倾覆失稳事例的调查资料,趾点可定在坡角以上0.25H处,进而可按照地基基础设计规范有关挡土墙的计算规定进行分析。抗倾覆的稳定系数 $K_1$ 值可取1.5。

### 四、土钉界面摩阻力分析

由于钻孔引起孔穴土体应力释放及对孔壁土的机械扰动,压力注浆引起的孔壁复杂应力变化及对土体性质的改良,都影响着土钉滑动面及摩阻力分析,Hanna (1982)指出,有关灌浆与钻孔壁的许多力学问题尚待研究,为此我们进行了原位土钉极限抗拔

试验。

土钉在受拉力将产生的滑移面,Schnebeeli (1972)假设是从端部延伸到尾部的螺旋线,而且远离土钉侧面,我们试验测得的滑移面与此假设不一致,实测滑移面就产生在土钉侧面紧贴锚固体的界面处,对此作如下分析:设抗拔力 $P$ ,在土钉单位长度 $\Delta l$ 上产生摩阻力为 $\Delta Q$ , $\Delta Q$ 向四周土体扩散传递,在半径为 $r$ 的圆周面上的分布力为 $\tau$ ,即:

$$\tau(r) = \Delta Q / 2\pi r$$

$\tau$ 与 $r$ 是倒数关系,离土钉愈远, $r$ 愈大, $\tau$ 越小,土体的抗剪强度 $\tau_f$ 在同一深度处是与 $r$ 无关的常量,这样就在 $r$ 最小、土钉侧面 $\tau$ 最大处发生破坏。因此,可认为破坏滑移面就产生在土钉界面处, $P$ 是以界面摩阻力 $\tau$ 的形式向土体中传递。

界面摩阻力值,即土钉与周围土体的摩擦性质,以摩擦系数 $f$  ( $f$ =摩阻力值/垂直压力)表示。加筋土的试验结论为:土与加筋的表观摩擦系数随着垂直压力的增加而减少,陕西省西口镇黄土填料加筋土挡墙实测结果示于图10,而对原位土钉,我们所进行的抗拔试验成果见图10及表5。

表明原位土钉与周围土体的摩擦特性与加筋土具有相同的特点。

摩阻力值沿土钉长度的分布规律,coates

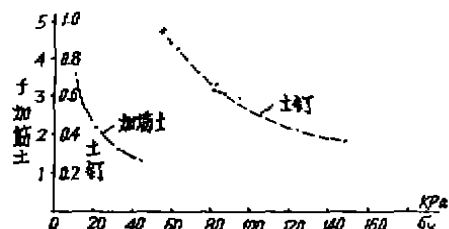


图 10

与Yo (1970)用有限元法分析了弹性介质中锚杆的工作特性,认为摩阻力的分布决定于土钉模量 $E_1$ 与土体模量 $E_2$ 之比(图11),模量比越小,土钉端应力愈集中;模量比大( $\geq 10$ ),应力分布较均匀,对于本文采用的注浆式土钉,模量比达20以上,理论分析可

表 5

垂直压力 $\sigma_v$ (kPa)	土钉参数		极限抗 拔力 (t)	摩阻力 $\tau$ (kPa)	摩擦系数 $f$ ( $=\tau/\sigma_v$ )
	直径 (mm)	长度 (m)			
55	120	3.00	5.80	52.1	0.95
63	120	3.00	6.10	53.9	0.88
83	120	3.00	6.20	54.8	0.66
83	120	7.00	14.20	52.0	0.64
85	200	7.10	23.76	53.2	0.63
85	200	4.28	14.60	54.3	0.62
88	200	10.00	34.00	54.1	0.62
95	100	9.00	15.00	53.1	0.60
124	200	9.00	30.20	53.4	0.43
148	200	9.00	30.60	54.1	0.37

认为摩阻力沿土钉分布是比较均匀的。采用应变计实测的土钉锚固体与土体界面处的摩阻力分布示于图12,与有限元分析结果一致。因此对有效长度在3至10m的土钉,土钉界面摩阻力值可按均匀分布考虑。对一次压力注浆时,摩阻力值根据实测数据统计,对黄土类粉质土,一般在52-55kPa范围内变化。

#### 五、土钉支护体系的基本参数

在土钉初步设计阶段,首先要对设计土坡作土钉概略布置、选择钉长与间距等基本参数。作者收集了英法等国及我国于80年代已施工的近20项工程资料,包括成功的及个别失败的事例,综合提出初步设计时采用的

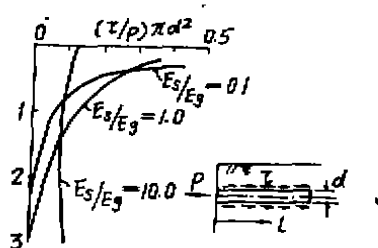


图 11

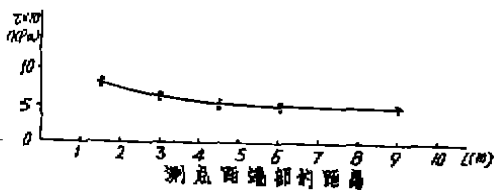


图 12

基本参数参考值。

1. 土钉长度L: 土钉长度对荷载的影响,用同一土质中相同工艺施工的不同长度土钉的荷载变形曲线说明(见图13)。说明对高度为6至12m的土坡,土钉长度达到一定限值(0.7~1)H后,再增加长度对承载力无明显的提高。因此,初步设计时对土钉长度一般可选(0.7~1)H。(H为土坡的垂直高度)。

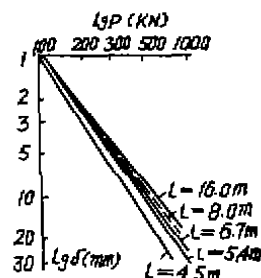


图 13

2. 间距布置: 先应根据施工机械选定土钉孔孔径( $d_h$ ),在我国一般为120至200mm,以 $S_x$ 与 $S_y$ 表示土钉的列距与行距,选定行列距的原则是以每个土钉注浆对其周围土的影响区与相邻孔的影响区重叠为准。应力分析表明,压力灌浆使孔外 $d_h$ 的邻近范围内有应力变化,因此,按(6-8) $d_h$ 选定土钉间距,且应满足  $S_x \cdot S_y = K \cdot d_h \cdot L$  式中系数K对一次灌浆工艺取1.5~2.5。

3. 土钉加筋杆径( $d_b$ )选择: 我国多用螺纹钢筋和钢绞索,钢筋以精轧螺旋钢筋为佳,它可自带螺栓,且强度高  $R_g = 735.5$  MPa,按下式估算 $d_b$ :

$$d_b = (20 \sim 25) \cdot 10^{-3} \cdot S_x \cdot S_y$$

关于土钉支护体系的施工图设计,按熟知的“最终极限状态”法进行,仅就最重要的土钉墙内部稳定极限分析作如下简述。

A. 抗拉断裂极限状态: 在面层土压力作用下,不使土钉端部产生过量的伸长或屈服(图14A)。

B. 锚固力极限状态: 在面层土压力作用下, 土钉内部滑裂线后的有效锚固段具有足够的锚固摩阻力而不被拔出(图14B)。

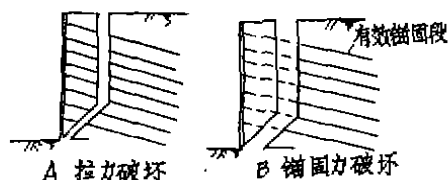


图 14

4. 面层: 它是防止土层松滞或松动, 保证土钉支护体系整体工作的重要构件, 宜尽早设置。一般都是随着土钉完成之后立即施工。面层的构造以实例说明(见图15)。

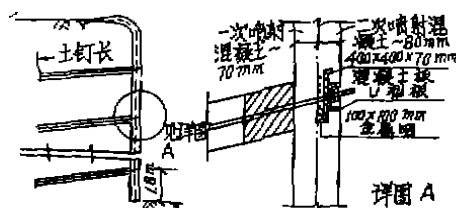


图 15

面层的工作特性, 监测表明符合平面变形条件, 采用弹性地基上点荷载板方法设计。因为控制板变形的参数为特征长度 $l_0$ 。

$$l_0 = [2D(1 - V_s^2)/E_s]^{1/2}$$

$$D = Eh^3/[12(1 - V)^2]$$

式中  $V_s$  与  $E_s$  为土体的弹性参数;

$V$  及  $E$  为板的弹性参数;

$h$  为板厚。

当土钉间距接近 $l_0$ 值, 才符合平面应变条件。

对于厚度为0.15~0.20m的面层板(包括喷射混凝土层),  $V_s$ 为0.3,  $E_s$ 为20~40 MPa的粉质土,  $l_0$ 值为(6-10 $d_n$ )。我们设计的土钉间距符合上述的 $l_0$ 值。因此, 在二、三、中面层土压力值为荷载, 按弹性地基板进行面层设计合理地模拟了实际工作性状。

#### 六、土钉墙工程的变形监测

为了掌握设计的可靠性, 曾对使用了二

至六年、坡高5至8m的土钉支护工程进行了变形监测。

坡顶面垂直变形如下(见表6);

坡面的水平位移如下(见表7);

表 6

测点编号	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_4$	$N_5$
测点间距 (cm)	100	100	100	100	
垂直变形 (mm)	2.2—2.54	2.0—2.50	1.0—1.00	0	0

表 7

测点编号	测点间距 (cm)	水平位移 $\delta$ (mm)	$(\delta/H) \times 10^{-3}$
$N_1$		2.9—5.9	0.4—0.7
$N_2$	200	3.94—8.00	0.5—0.8
$N_3$	200	2.00	0.2
$N_4$	200	1.00	0.1
$N_5$	200	0	0

注:  $H$ —土坡垂直高度。

监测还表明, 在土钉墙坡顶2.5m以外的建筑物, 使用正常, 完好无恙。总之, 监测数据证明了按本文论述的方法进行的设计分析合理, 工作正常。

#### 结束语

原位土钉技术是有发展前景的土坡稳定方法, 至今主要是在施工技术方面有很大发展, 但设计理论仍处于半经验半理论阶段。本文根据足尺试验与原位监测资料, 提出原位土钉的工作机理是: 提高土体抗剪强度, 限制土坡临空面的侧位移, 土钉与周围土体粘结成整体, 起类似重力式挡墙的作用。最重要的问题是保证土钉墙内部稳定极限。本文推荐的土压力值计算公式、土钉界面摩阻力分布及两种极限状态设计法, 实践监测证明是安全经济的。

#### 参考文献

1. 张师德《加筋结构抗拔阻力分析》, 上海铁道学院, 1983年。
2. FH·汉纳《锚固技术在岩土工程中的应用》, 建工出版社, 1986年。