

# 大跨度土质洞库复合土钉支护研究与应用

曾宪明 李世民 宋红民 王 昆 林大路

(总参工程兵科研三所 河南洛阳 471023)

**摘 要:**在试验研究和数值分析基础上,采用新型复合土钉支护技术对毛跨为10.5m,毛高为7.07m的土质洞库进行了成功设计与建造,提出了监测结果和结论。其新颖性在于,采用复合土钉支护大跨度土质洞库,去掉了二次永久衬砌,突破了传统洞库的建造方法,节省了笨重的机械设备和造价昂贵的多部台车,使施工便捷可行,为大跨度土质洞库建设提供了一种可供选用的新型支护方式。

**关键词:**复合土钉支护 大跨度 土质洞库 研究 应用

## 1 概述

复合土钉支护是指土钉与其他传统工法结合使用的岩土工程加固支护技术。该技术在我国岩土工程领域已广泛应用了17年之久(1992)<sup>[1-2]</sup>,在建筑基坑、地基、边坡、港口、机场工程加固支护中取得了很大成功,工程范例数不胜数。但是,将复合土钉支护用于隧道建设的报道甚少。总参工程兵科研三所在1990~1991年间,于山西运城地区的强膨胀页岩中,采用复合土钉支护(土钉+钢拱架+超前支护)建成了一条净跨为7.5m的双线公路隧道。其后,分别在岩洞和土洞中做过单一土钉与复合土钉抗动、静载对比试验研究,洞室的跨度均较小(2~4m)。此外,国内还有几例对隧道引道边坡和洞脸边坡进行土钉和复合支护的工程实例,均未涉及隧道主体支护。

隧道建设的传统做法,也是公认比较先进的做法是:喷锚临时支护加二次永久衬砌。山体压力主要由喷锚支护承担,二次混凝土衬砌主要提供安全储备。这种方法在国内外得到了普遍应用,已成为一种常规方法<sup>[3-5]</sup>。其设计理论已较为成熟。我国铁路部门多年前进行过纯喷锚支护(取消二次永久衬砌)试验,但这里的喷锚支护仍属于二介质系统,与本文提出的三介质系统有较大差异。真正采用单一或复合土钉支护作为大跨度土质洞库永久支护的工程,尚未见报道<sup>[6-8]</sup>。

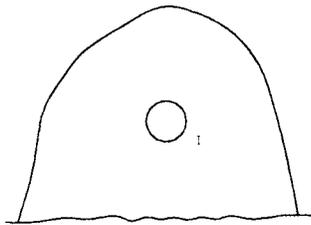
土洞跨度一般较小。10m左右的土洞跨度可称为大跨度。我国已建10m左右跨度的土质洞室、洞库、双线隧道已有多例,如岷岷河隧道等,但均采用了上述联合支护结构形式。

本文介绍了采用复合土钉支护大跨度土质洞库的一个工程实例。复合结构型式为:土钉+构造措施型。构造措施就是在钉头里端设计一定长度、直径、密度并与锚固区厚度相适应的孔段,填以特殊材料而成。如此可在锚固区与围岩区之间构造一个弱化区,使原有二介质系统成为三介质系统(图1)<sup>[9]</sup>。

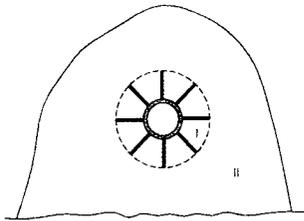
为证实该结构的有效性,并与一般结构比较,分别进行了土洞原型、模型、岩洞原型爆炸试验,进行了静力单轴、三轴对比试验,以及静力、动力对比计算。结果表明,这种结构可显著提高锚固区抗动静载能力(土洞临界抗动静载能力可提高4~6倍,岩洞临界抗动静载能力可提高2倍以上)。其机理是,爆炸应力波在传播过程中首先使弱化区介质变形、断裂、破碎,从而大量吸收爆炸能,转移锚固区危机。该项成果于2009年获得军队科技成果3等奖。本文介绍的是该项成果推广于大跨度土洞中的首例工程。

由于该工程十分重要,首先对场区工程与水文地质条件进行了认真分析,接着根据经验提出了新型复合土钉支护结构的初设参数并据此进行了数值模拟分析计算,随后在现场进行了土钉第一界面极限剪应力试验,以检验土钉设计的合理性。在上述工作基础上,提出了该大跨度土质洞库的复合土钉支护参数设计方案和施工组织设计。在施工过程中,为确保施工质量和土质洞库安全稳定性,沿洞轴线每隔10m设置一个量测断面,进行了全时程、全方位的监控测试和分析。需要指出,该工程在战时也是要抗动载的。

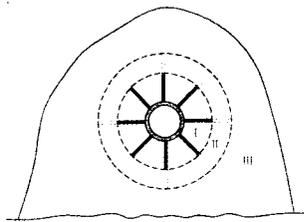
本文概述了上述几方面的研究成果。



a 单介质系统  
(毛洞围岩)



b 双介质系统  
(喷锚衬砌-围岩)



c 三介质系统  
(喷锚衬砌-弱化区-围岩)

图1 单、双、三单质系统概念

## 2 工程与水文地质条件

该工程位于山西省太谷县城东南方向13.8km的研泥村,属太行山脉系,库区场地所处宏观地貌单元为侵蚀性构造中山区,场地下伏地基土均系第四系全新统坡、洪积成因( $Q_4^{d1+p1}$ )。自 $\pm 0.000$ (洞库地面)以下依次为:

第一层素填土:以粉土为主,含砖屑,稍湿,稍密,具有低压缩性。

第二层粉质粘土( $Q_4^{d1+p1}$ ):褐黄色、含云母、氧化铁,局部混有砂土,硬塑~坚硬状态(局部为可塑),具有低及中等压缩性,无摇振反应,稍有光滑光泽,干强度高,韧性中等。其承载力为 $f_{ak}=200\text{kPa}$ 。

第三层粉土( $Q_4^{d1+p1}$ ):黄褐及褐黄色,含云母、煤屑,偶见钙质菌丝、大孔隙,局部夹粉细砂薄层,稍湿,中密~密实状态,具有低压缩性,摇振反应中等,无光泽反应,干强度低,韧性低,承载力为 $f_{ak}=220\text{kPa}$ 。

第四层粉砂( $Q_4^{d1+p1}$ ):褐及褐黄色,矿物成分以石英、长石为主,局部含土量较大,稍湿,中密,承载力为 $f_{ak}=180\text{kPa}$ 。

第五层碎石( $Q_4^{d1+p1}$ ):褐灰色,母岩矿物以灰岩、砂岩为主,砂土及粘性土混砂填充,中密,承载力为 $f_{ak}=350\text{kPa}$ 。

拟建场地土层等效剪切波速在250m/s以上,建筑场地类别为II类,场地介于对建筑抗震有利与不利之间,属于一般地段,设防烈度为8度,设计基本地震加速度值为0.20g,设计地震分组为第一组。地区气候为大陆性气候,地下水位较深。在勘察深度范围内未见地下水。场地范围内未发现影响地质稳定的断层及泥石流环境。

该土质洞库设计毛跨为10.5m,毛高为7.07m,长度为120m。洞库主要位于第二层粉质粘土内,该层土主要物理力学参数指标值见表1。

表1 洞库周围粉质土的物理力学参数指标值

含水量 W/%	容重 $\gamma/\text{KN/m}^3$	饱和度 S <sub>v</sub> /%	液限	弹性 模量 /MPa	泊松比	内聚力 c/KPa	内摩 擦角 $\varphi/^\circ$	塑性 指数 $I_p$
19	20	65	34	$2.54 \times 10$	0.19	25	28°	13

## 3 土质洞库复合土钉支护数值分析结果

为使设计更加合理可靠,采用Drucker-Prager模型对无支护和复合土钉支护分别进行了静力数值模拟比较分析,所需计算参数见表1,初设支护参数见表2。计算结果表明,在无支护条件下,洞库内水平方向位移主要产生于洞库两侧,最大达3.6cm;洞库垂直向下位移主要产生在洞库拱顶,最大达3.7cm。开挖造成了一定塑性区(图2a)。在复合土钉支护条件下,水平位移最大达2.8cm,拱顶垂直位移最大达2.7cm,土体中的塑性区基本消失(图2b)。此时复合土钉支护已处于安全状态,认为所设计支护参数基本合理。

表2 土质洞库复合土钉支护初设参数

类别	参数指标值	备注
土钉	拱顶	$\phi 20@1500L8000$
	曲墙	$\phi 20@1500L6000$
	仰拱	$\phi 20@1500L4000$
喷射混凝土	C30 $\delta$ 200	表中参数长度 单位均为mm
钢筋网	$\phi 8(10)@250$	
弱化孔	$\phi 120@1500L700$	

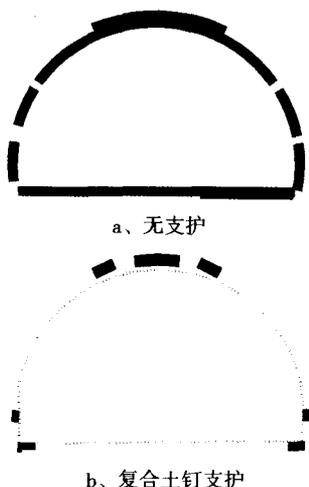


图2 无支护和复合土钉支护条件下塑性区的比较

#### 4 复合土钉支护界面极限剪应力现场试验

这项试验成果是洞库土钉支护参数设计的基本依据。

##### 4.1 现场试验方法

试验钉孔位于地面以上1m、顶以下99m处。在设计钉孔处，首先除去厚度约为30cm的表面风化土层，使之露出新鲜、未经风化及扰动的竖直土层面。接着按一定间距、孔径和孔深凿孔，然后推送土钉、注浆、养护并张拉。试验土钉间距约为3m，主要考虑以互相不影响为宜。设计钉孔直径为 $\phi 120\text{mm}$ 。设计钉孔深度不等，分别为1m、2m、4m、8m、16m，但施工时2m长度土钉因故缺失，长度为16m的钉孔只钻凿了12m。注浆方式为重力式注浆，浆液中掺有早强剂，养护时间为48h。养护时间是对实际施工周期的模拟。养护时间一到即开始进行张拉试验。

##### 4.2 应变测点布置

应变测点布置见图3。

##### 4.3 现场试验结果与分析

通过逐级加、卸载方法对土钉进行张拉试验，直至破坏为止。试验结果见图4。

由1m长度土钉试验曲线（图4a）知，试验条件下土钉杆体临界锚固长度（一定介质中土钉所具有的极限锚固长度）值 $F_0 > 1\text{m}$ ；据图4b知， $F_0 > 4\text{m}$ ；由图4c知， $F_0 > 7\text{m}$ ；由图4d知， $F_0 \approx 8\text{m}$ 。综合分析上述4种情况，可确定此条件下杆体临界锚固长度值为8m。这意味着，考虑测试误差和一定安全系数后，此条件下工程土钉长度的设计值 $\geq 8\text{m}$ 。

## 5 土质洞库复合土钉支护设计

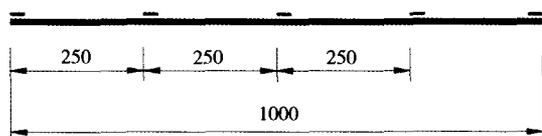
### 5.1 设计思想

土质洞库复合土钉支护的设计目前主要依据工程类比法和设计者个人工程经验，同时充分考虑投资者提出的设计要求和现行土钉支护设计指南、手册、规程和规范的要求进行，因土质洞库复合土钉支护尚无专门技术标准。根据土钉支护的原理，设计主要考虑以下几方面内容：a.通过土钉和注浆加固，使加固区内土体物理力学指标有明显提高，并形成一道连续的、闭合的环状承载结构，使不稳定围岩成为承载结构的一部分（加固作用）；b.使土钉长度不短于其临界锚固长度，利用其深入于稳定围岩内的部分，平衡局部不稳定岩土体（锚固作用）；c.以工程经验和普氏理论确定毛洞最大可能塌落高度；d.通过试验并按相应的判别方法判定土钉的极限锚固长度。该工程土钉杆体设计长度为8m。

图例：

—：应变片

图中尺寸单位：mm

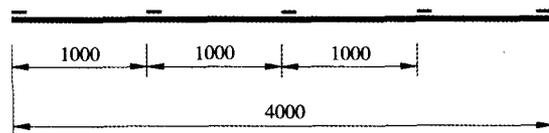


a 1m长度土钉测点布置

图例：

—：应变片

图中尺寸单位：mm

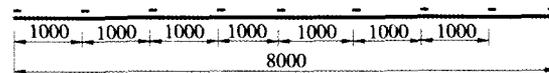


b 4m长度土钉测点布置

图例：

—：应变片

图中尺寸单位：mm

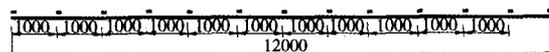


c 8m长度土钉测点布置

图例：

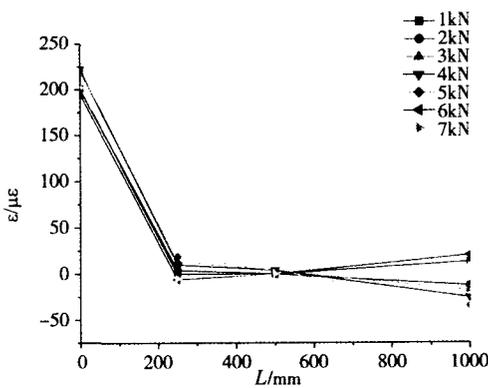
—：应变片

图中尺寸单位：mm

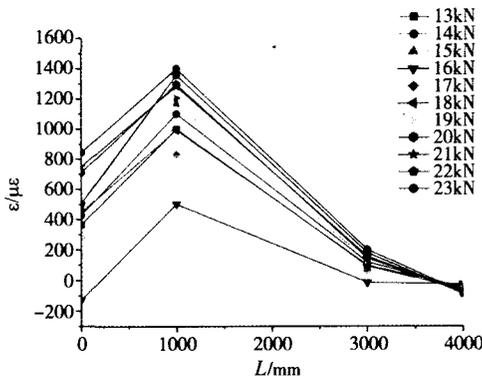


d 12m长度土钉测点布置

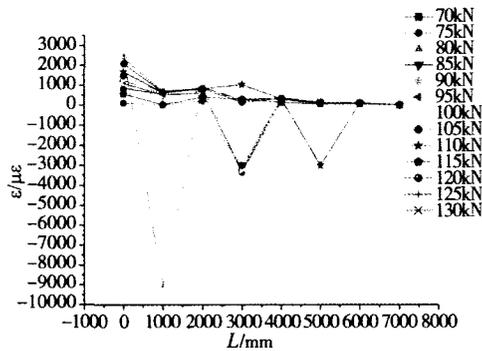
图3 试验土钉应变测点布置



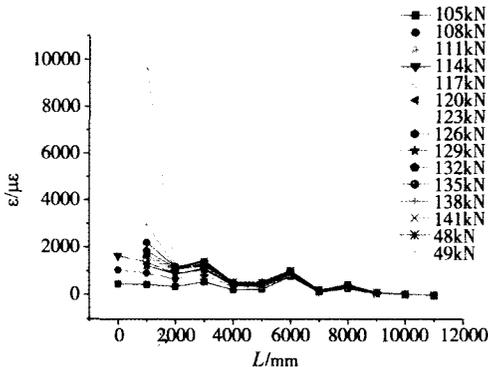
a 1m长度土钉的应变值沿杆体长度的分布



b 4m长度土钉的应变值沿杆体长度的分布



c 8m长度土钉的应变值沿杆体长度的分布



d 12m长度土钉的应变值沿杆体长度的分布

图4 试验土钉轴应变分布曲线(第一界面)

## 5.2 洞形设计

在地下洞室的拱角、墙角部位易产生应力

集中。为避免和减小应力集中现象发生,将洞形设计成拱顶曲墙仰拱形(图5),最大毛跨为10.5m,最大毛高为7.07m。

## 5.3 洞库长度

洞库长度主要依据设计要求、现有环境条件、山体厚度、最小覆盖层厚度等因素进行设计。设计洞库长度为120m。

## 5.4 支护参数设计

支护参数包括土钉长度、土钉直径、钻孔直径、垫板尺寸、喷射混凝土面层厚度,钢筋网直径和网格大小等。上述参数根据现有技术标准和相关研究成果确定,但主要是工程类比法。

土质洞库及其土钉支护参数设计见图5。

考虑初设支护参数还存在如图2b所示的很小的塑性区(拱顶和墙脚部位),最终喷网支护参数作了增强处理:喷射混凝土:C30 δ 260mm;钢筋网:2φ8(10)@250mm;其余参数不变。

## 5.5 构造措施设计

构造措施就是在所有设计土钉里端,按照一定的比例和需要,构造一段空孔,填以特殊材料而成。该工程设计构造措施孔深为700mm。

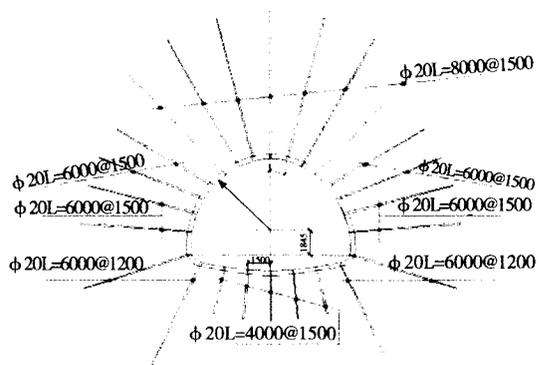


图5 土质洞库土钉支护参数设计(现场实际施工图)

## 6 土质洞库复合土钉支护的施工

### 6.1 洞脸施工

洞脸施工是土质洞库土钉支护施工的重要一环。洞脸施工的程序是:削坡→喷射混凝土→土钉支护。削坡时,因山坡陡立,故削成直立面,主要是削去酥松、风化的表土层,其厚度约为30cm。削坡范围为洞库幅圆线以外2~3m之内。然后将幅圆线以外的剖面(洞脸部分)喷上一层混凝土,其厚度δ=20mm~30mm。接着钻孔、安装水平土钉,其参数为:φ20 L2000@1500

(单位: mm)。土钉施工完毕,再喷一层混凝土 $\delta=20\text{mm}\sim 30\text{mm}$ ,使其总厚度达到50mm左右,并将钉头予以覆盖。

## 6.2 开挖

开挖分步骤进行。先开挖出拱顶,接着开挖两侧曲墙,最后挖除核心,形成底拱,如图6所示。一次开挖深度为1.5~2.0m。上部台阶延伸至5m以远后,"1"和"2"可同时开挖。"3"在"2"加固支护完毕后予以挖除。开挖时,先采用小型挖掘机在设定范围内进行欠挖,然后用人工削至洞库幅圆线。

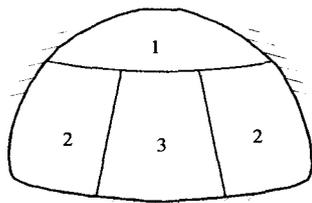


图6 土质洞库开挖次序

## 6.3 复合土钉支护施工

复合土钉支护的施工原则是快速,开挖面一出来马上支护。支护程序为:初次湿喷混凝土→钻孔→安装土钉并注浆→铺设钢筋网→复喷混凝土(50mm)至设计厚度。初喷时,因土质较硬,可先喷少许水,使受喷面湿润,再喷薄层(2~3mm)混凝土。拱顶需喷3~4次,边墙需喷2~3次混凝土,方能喷至设计厚度。底板混凝土可采用逐次喷射法,也可以采用一次打筑法。但底板土钉施工应随掘随支。

土钉孔最初采用洛阳铲成孔,因土质较硬,施工甚难;后来采用电动麻花钻成孔,效率尚可。条件允许时也可用地质钻成孔。钢筋网片可采用预制法制作。需特别注意的是:土钉应居中;堵浆要可靠;构造措施孔的设置需严格按设计要求施工。

## 6.4 塌方处理

开挖中有时会遇到塌方情况。处理方法是:先将塌方处及其附近喷上薄层混凝土(加大速凝剂掺量至水泥掺量的10%,或为平时掺量的3倍),然后在塌方区周围及塌方区增设土钉,最后将塌方区做成一中空的黑匣子。

## 7 土质洞库复合土钉支护稳定性评价

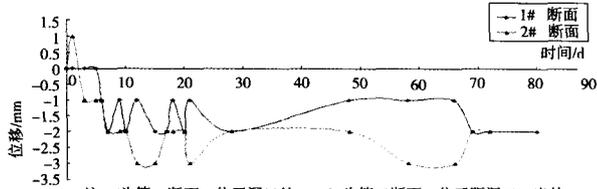
(1)施工过程中,只出现了几次小型塌方,其中最大者塌落深度为1.5m,采用上法随即

得到妥善处理。

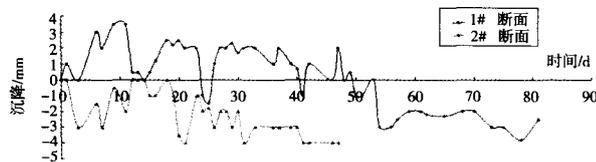
(2)施工完成2年后,至今喷混凝土面层表面无裂缝、土钉无破坏、钢筋网无脱落、外露等现象发生。

(3)随施工进展,逐步设置量测断面对洞室质点位移和沉降进行了严密监测监控,典型曲线见图7和图8。量测周期为至变形曲线完全收敛时止。

收敛曲线采用测距仪量测,误差范围为 $\pm 0.1\text{mm}$ ,测试参数为墙脚以上1.2m高程处的两曲墙的相对位移,并定义:数据为正表示相对位移增加,为负则减小。沉降位移采用经纬仪量测,误差范围为 $\pm 0.2\text{mm}$ ,测试部位: I#断面为左侧墙脚以上1.2m处, II#断面为距洞口15m处的洞室拱顶,并定义:数据为正表示该部位产生隆起变形,为负则表示沉降。由图7和图8可见:



注:1#为第一断面,位于洞口处; 2#为第二断面,位于距洞口15米处  
图7 39#洞库2个量测断面的位移随时间关系曲线



注:1#为第一断面,位于洞口处; 2#为第二断面,位于距洞口15米处  
图8 39#洞库2个量测断面的沉降随时间关系曲线

(1)收敛曲线的基本趋势是两侧曲墙发生相对收缩变形,最大位移约为2mm左右,并在70d后趋于稳定。

(2)洞室拱顶的沉降曲线特征主要是下沉,最大沉降量约为4mm,并在40d后趋于稳定。洞室侧墙的沉降曲线在55d前表现为上下波动,并以向上的变形为主,55d后趋于稳定,其沉降量约为2.5mm。

(3)综合分析量测结果,洞室开挖后,拱顶向下变形,仰拱向上变形,两曲墙产生相向变形,整个近于圆形的洞室是在发生收缩变形,且变形量相对较小。

根据量测结果可知,洞室整体稳定性良好,最大变形量(0.2‰~0.4‰)被控制在允许范围之内,说明支护参数设计可靠,具有较高的安全储备。

综上所述,该大跨度土质洞库采用台阶和导洞式开挖方法和复合土钉支护方案,是成功的,70天后支护结构已完全稳定。该工程中所积累的设计施工经验对于类似条件下的工程建设具有参考价值。

## 8 结论

(1) 该工程竣工并投入使用已2年之久,未发现任何变形破坏迹象,说明此种新颖的复合土钉支护结构的设计与施工比较成功,其经验对于类似条件下的工程建设具有参考价值。

(2) 同传统喷锚临时支护加二次永久衬砌隧道建设方法相比,这种特殊型式的复合土钉支护的工程造价约低50%或以上,经济效益非常显著。

(3) 经验表明,在进行土洞复合土钉支护时,开展详细勘察,进行理论分析和必要的试验,洞形的选择,特别是土钉临界锚固长度的确定,以及正确的开挖,和必要的量测与反馈,都是十分必要和重要的。

(上接第29页)

### 3.2 超高性能混凝土偏向器

防落梁装置是用于简支梁结构中预防地震时候梁体位移过大或者脱离桥墩的装置,其中偏向器是重要的受力组件之一。对于地震造成的多方向弯曲,偏向器具有导向作用,而且缓和发生在连接索的局部弯曲应力,使锚碇部位不产生弯应力和剪应力。偏向器如图7所示,内孔形状为喇叭形;为了便于安装和更换,制成两半式。在强震作用下,偏向器受到较大的偏向压应力,因此,要求其材料抗压强度大于90MPa,取3倍安全系数。试验表明,超高性能混凝土材料很好地达到了这一要求。

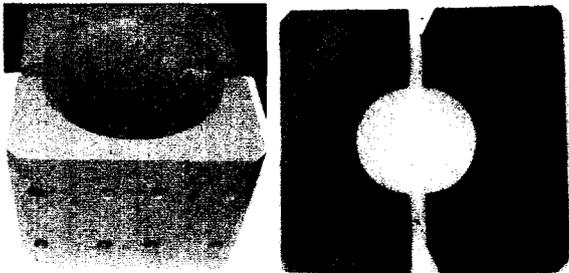


图7 超高性能混凝土的偏向器

## 4 小结

(1) 经过大量的试验,筛选出最佳配合比,在热养护的条件下,其抗压强度最高为325MPa,抗折强度最高为54MPa,而经大量数据

(4) 本工程的设计过程还表明,开展地下洞库复合土钉支护的设计理论研究、编制相应技术标准同样是十分紧迫而现实的问题。

[1]

### 参考文献

- 曾宪明,曾荣生,陈德兴,王作民编著. 岩土深基坑喷锚网支护法原理、设计、施工指南[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997年1月.
- [2] 陈肇元,崔京浩主编. 土钉支护在基坑工程中的应用(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000年12月.
- [3] 郑颖人,黄飞云等. 地下工程锚喷支护设计指南[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988年4月.
- [4] 刘祖典等. 《黄土的变形特性》[J]. 土木工程学报, 1985, 1.
- [5] 程良奎. 《喷锚支护监控设计及其在金川镍矿高挤压地层中的应用》[J]. 地下工程, 1983, 1.
- [6] 李世民,曾宪明,林大路. 锚固类结构抗爆性能研究进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(增刊2): 3553-3562
- [7] 曾宪明,赵林,李世民,林大路. 新型复合锚固结构静力弱化效应试验研究[J]. 防护工程, 第30卷 第4期 2008年8月
- [8] 曾宪明,杜云鹤,李世民. 土钉支护抗动载原型与模型对比试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(11): 1892-1897
- [9] 曾宪明,赵林,李世民,林大路. 锚固类结构杆体临界锚固长度与判别方法试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, Vol.1.30 Supp:404~409

验证表明其抗压强度集中在290MPa左右,抗折强度集中在38MPa,非常稳定;在自然条件下,60d其抗压强度最高在226MPa,抗折强度为35MPa,而28d抗压强度集中在160MPa,抗折集中在28MPa。可以根据实际用途选择养护方式。

(2) 不掺钢纤维的情况下,制作出的超高性能混凝土流动性更好,抗压强度基本不变,抗折强度能达到23MPa左右,在一些受压、对抗折要求不高的构件中使用更有优势。

(3) 我们已将超高性能混凝土应用在预应力产品结构中,如:

a. 防落梁装置的偏向器材料,满足偏向器的技术指标,并已生产应用。

b. 代替部分钢材生产锚垫板,典型孔位通过了国家建筑质量检测中心的试验,满足GB/T14370-2000以及FIP1993中的技术要求,并已销售应用。

(4) 在现场施工中,自然养护能完全满足具体工程的要求,降低成本,并且操作简便,有利于环保。

### 参考文献

- [1] 何峰. 《200~300MPa活性粉末混凝土(RPC)的配制技术研究》[J]. 混凝土与混凝土施工, 2000, 4.
- [2] 冯乃谦主编. 《实用混凝土大全》[M]. 北京: 科学出版社, 2005-4-1第二版
- [3] 徐至钧编著. 《纤维混凝土技术及应用》[M]. 中国建筑工业出版社. 北京: 2003.2 第一版