

# 新型复合锚固结构静力弱化效应 影响因素试验研究

曾宪明 李世民 林大路 徐孝华 杜宁波

(总参工程兵科研三所 洛阳 471023)

**摘要:**在新型复合锚固结构静力单轴试验研究中,进行了3组影响弱化效应的对比试验,即考虑了不同比面积、不同材料强度、不同弱化孔深度3组单因素。试验结果表明:①在3组单因素对比试验中,比面积较大、材料强度较高、弱化孔较深的3组试件,均存在更为明显的弱化效应;②锚固区厚度为第4个影响弱化效应的因素;③比面积、弱化孔深、锚固区厚度均存在最佳值,可使弱化效应最优;④弱化效应的机理是:在锚固区厚度足够条件下,弱化区一般要经历变形—大变形—压裂—压碎—压实的各个阶段,与此同时吸收大量爆炸能,使锚固区(包括洞室表面)的危机得以转移,因而潜藏有巨大的经济技术效果。本次试验研究为新型复合锚固类结构的弱化效应优化设计提供了必要的依据。

**关键词:**新型复合锚固结构 弱化效应 影响因素

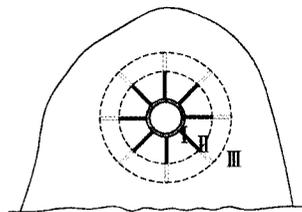
## 1 概述

锚固类结构是指锚杆、锚索、土钉一类岩土工程加固支护结构。复合锚固类结构是指各种单一锚固结构彼此或与其他传统工法及构造措施等联合使用的一类岩土工程加固支护结构<sup>[1-3]</sup>。复合锚固类结构型式很多,如常用的“锚杆—土钉—超前锚管微桩”、“土钉—锚索—搅拌桩”复合结构等。复合锚固类结构被大量应用于隧道、矿井及其他地下工程中,国内外与之相应的研究提出了若干有价值的成果<sup>[4-9]</sup>。但本文所述新型复合锚固结构的研究与应用成果,国内外均未见发表。

本文所述新型复合锚固结构<sup>[10]</sup>,就是在系统布置的锚杆里端部,按照一定的比例,人为地预留一定长度的空孔,填以特殊材料,使其系统地形成一个弱化区,对原有的围岩介质加以劣化,使该区域内介质力学强度和稳定性低于原岩区。这样,就在围岩介质中造成了三介质系统:1. 原岩区;2. 被弱化区;3. 被加固区,如图1所示。因而当爆炸波在这3种介质中传播时,新型复合锚固类结构表现出弱化效应,即弱化区介质首先要产生应力集中并破坏,此时被加固区承载结构上受力较小。弱化区的高应力、大变形和碎裂破坏,最终换得了结构的安全、稳定

及时间。

这种特殊型式的复合锚固结构的提出,源于对一次试验异常现象的分析和验证,即由于施工中配制水灰比时的误差,导致两根注浆土钉在相同的动载条件下,二者受力状态不同,承载力相差多倍。



(I 喷锚衬砌 II 弱化区 III 围岩区)

图1 三介质系统的概念

笔者由此对这类新型复合锚固结构展开了研究,研究内容包括:土中新型复合锚固结构与单一锚固类结构现场动力对比试验、土中动力复制模型试验、岩石中新型复合锚固类结构与单一锚固类结构现场动力对比试验、静力三轴试验等。

为进一步认识这种复合锚固类结构的弱化效应与其影响因素之间的关系,笔者设计并完成了三组单因素静力单轴对比试验,即考虑试件的不同比面积(弱化孔总截面积与试件总截面积之比)、不同材料强度、不同弱化孔深度三个因素。试验给出的数据既可以作为研究此结构弱化

机理的基础,又可以为弱化效应的优化设计提供必要依据。

## 2 试验方法

制作3组不同弱化因素的复合锚固结构试件进行静力单轴对比试验,并进行有关参数的量测。试件均由双介质试件代替三介质试件,即暂不考虑锚杆及注浆加固区的影响,只是对各组试件的弱化效应进行对比研究,虽然这是一种简化处理,但弱化效应还是有可能显现出来。

### 2.1 试件制作

试件的制作根据不同比面积、不同材料、不同孔深3个因素分为3种类别,见表1。试件的几何尺寸见图2。

表1 试件制作一览表

试件类型	效应类别	试件序号	弱化孔深/mm	孔径/mm	孔间距/mm	水泥掺量/%
混凝土试件	比面积效应	1	100	12	48	按水泥:砂:石子=1:2:2计算
		2	100	12	28	
水泥土试件	材料效应	3	100	12	18	15
		4	100	12	18	30
水泥土试件	孔深效应	5	50	12	18	15
		6	150	12	18	15

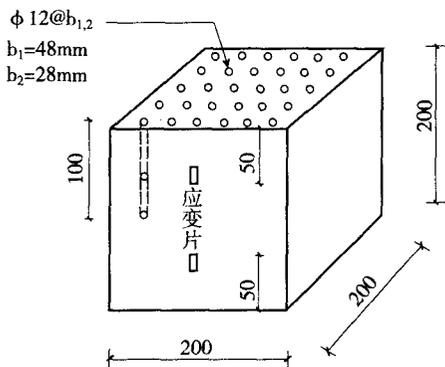


图2 试件的几何参数

混凝土试件的设计参数为:水泥标号32.5R;配合比为水泥:石子:砂子=1:2:2;石子粒径<15mm;水灰比为0.5。水泥土试件设计参数为:水泥标号为32.5R;土壤为洛阳老虎山典型的Q<sub>2</sub>黄土(无石子和砂);水灰比为0.5。

试件制作完毕后,将混凝土试件全部浸泡在水中养护,而水泥土试件采用滴灌方法进行养护。

### 2.2 试件测点布置

对试件应变的测量采用在试件表面布设测点的方法。每个试件贴4个应变片,分别位于试件两侧的上、下两部分的中点处(见图3),其编号分别为1~4号。1、3号测点在非弱化部位,2、4号测点在弱化部位。贴应变片前,先用锉子在试件待贴片部位锉一小槽,然后涂底胶粘贴应变片(导线连接亦用此方法),以免试验时测点和导线被挤坏。加载时逐级缓慢加载,同时测取试件加载方向上的位移。试件安装时均使弱化面向下。

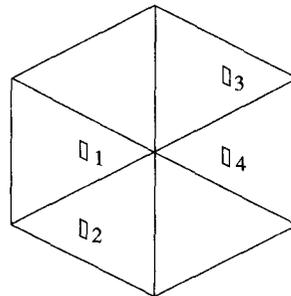


图3 应变片测点的位置及编号

## 3 试验结果

比面积效应对比组试验测得的1号和2号试件的荷载~位移关系曲线见图4;平均应力~应变关系曲线分别见图5和图6。

材料效应对比组试验测得的3号和4号试件的荷载~位移关系曲线见图7;平均应力~应变关系曲线分别见图8和图9。

孔深效应对比组试验测得的5号和6号试件的荷载~位移关系曲线见图10;平均应力~应变关系曲线分别见图11和图12。

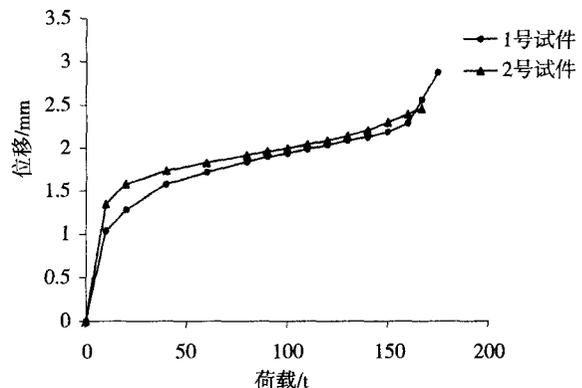


图4 荷载~位移关系曲线

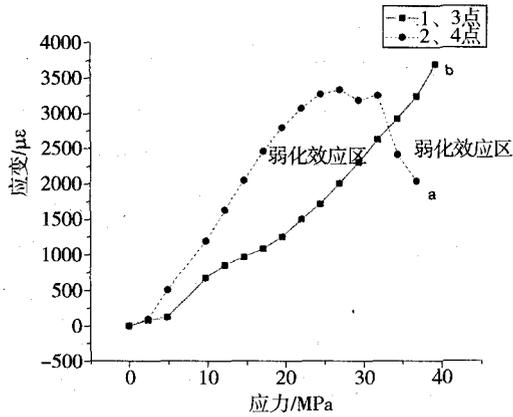


图5 平均应力~应变曲线(1#)

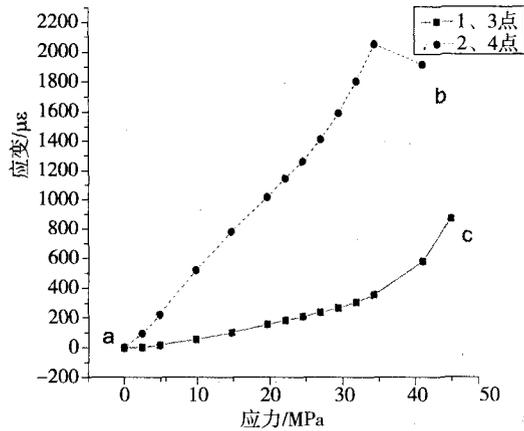


图6 平均应力~应变曲线(2#)

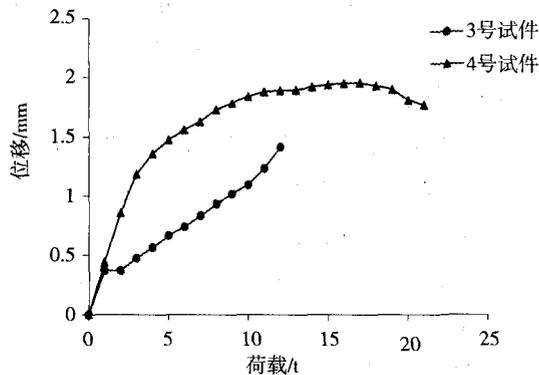


图7 荷载~位移关系曲线

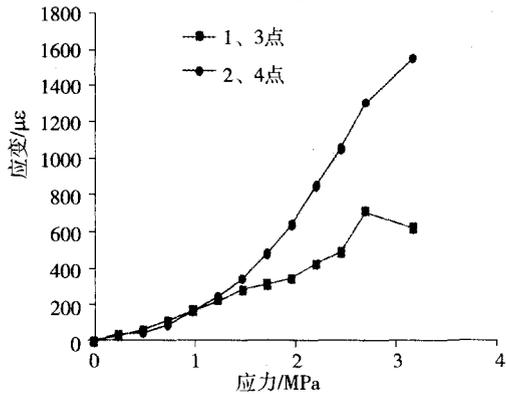


图8 平均应力~应变关系曲线(3#)

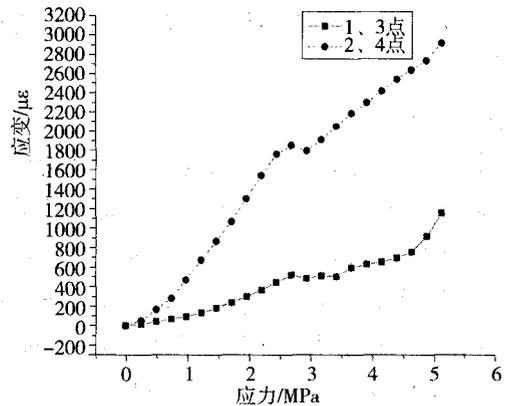


图9 平均应力~应变关系曲线(4#)

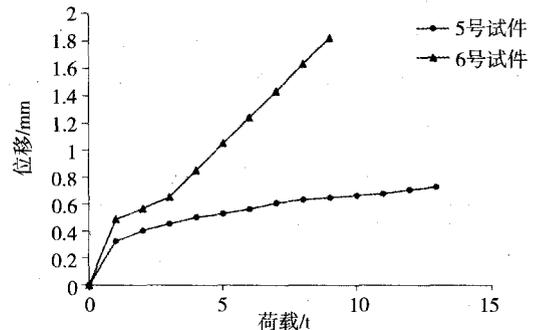


图10 荷载~位移关系曲线

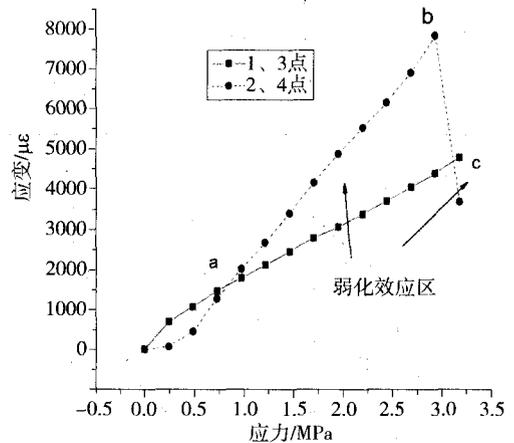


图11 平均应力~应变关系曲线(5#)

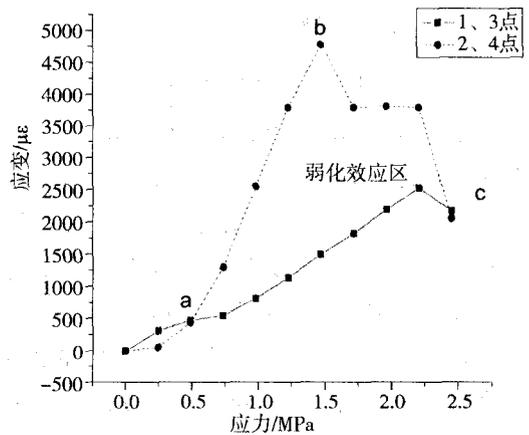


图12 平均应力~应变曲线(6#)

## 4 试验结果分析

### 4.1 比面积效应对比组试验数据分析

#### 4.1.1 两组试件荷载~位移分析

分析比较两组试件的荷载~位移关系曲线(图4)可见:

①两组试件的极限荷载分别为191t(1#试件)和183t(2#试件)。比面积较大的2号试件的极限荷载值比1号试件的低,说明比面积越大,弱化效应越明显。

②两组试件的最大位移值均与极限荷载相对应,分别为2.88cm(1#试件)和2.46cm(2#试件)。在极限荷载之前,2号试件的位移值比1号试件的大。

上述①和②的差异是由比面积不同造成的。比面积更大的2号试件,弱化程度更高,在加载过程中,弱化区应力集中程度更高,导致弱化区部分快速破坏,进而加速了试件的整体破坏。

1号试件的极限破坏较为突然,位移值发生突变,见图4,可以认为1号试件的脆性更高,尽管二者材料相同。

#### 4.1.2 两组试件平均应力~应变关系分析

分析图5和图6可见:

①从两组试件应变值看:加载初始阶段,弱化区的应变值增大速率明显大于非弱化区的,达到弱化区破坏荷载时,弱化区的应变值发生向下突变,非弱化区应变值则继续增加,直至破坏。

弱化区应变值发生突变现象由弱化区所引起。在加载过程中,弱化区产生应力集中,并先于非弱化区破坏,表现为弱化孔壁压裂;随着加载的继续,弱化孔壁的破坏由压裂转为压碎,产生卸载,弱化区应变值出现向下突变。实际上弱化孔壁会出现压裂、压碎、压实的完整破坏过程,弱化区应变值也会出现增大、突变减小、再次增大的过程。由图5和图6可见,两组试件的平均应力~应变曲线是不完整的,原因在于试件即将破坏时,荷载不稳定,人工测读数据难以满足要求,有若干数据未能及时获得。

②突变点的差异性。突变点应力值、应变值分别为26.95MPa、3340 $\mu\epsilon$ (1#试件)和34.3MPa、2050 $\mu\epsilon$ (2#试件)。两组试件突变点应力值、应

变值相差悬殊,这是由比面积不同造成的。为使弱化效应最优化、突变点应力应变值最佳化,比面积值应具有一个最优值。

③对比分析图5与图6,两组试件弱化效应的差异明显:估算突变前的弱化区应变曲线斜率平均值与非弱化区应变曲线斜率平均值之比(可作为评定弱化效应的一个指标简称为斜率比)分别为1.87(1#试件)和5.47(2#试件)。斜率比具有一个最优范围,此范围内弱化效应最明显。本组试验,比面积较大的2号试件弱化效应更为明显。

### 4.2 材料效应对比组试验数据分析

#### 4.2.1 两组试件荷载~位移关系分析

分析比较两组试件的荷载~位移关系曲线(图7)可见:

①两组试件的极限荷载分别为12.9t(3#试件)和21t(4#试件)。材料强度较高的4号试件的极限荷载值比3号试件的高得多。

②3号试件的最大位移值与极限荷载相对应,为1.415cm;4号试件的最大位移值发生在极限破坏之前,为1.955cm。整个加载过程中,材料强度较高的4号试件的位移值比3号试件的大。

③根据荷载~位移关系曲线,4号试件出现弯曲形阶段,大部分位移值在1.84~1.9mm范围内,试件表现出优异的柔性。

#### 4.2.2 两组试件平均应力~应变关系分析

分析图8和图9可见:

①两组试件弱化区的应变值增大速率均明显大于非弱化区的,弱化区曲线未见突变。两组曲线是不完整的,其原因与比面积组分析同。

②弱化区应变值相差悬殊。试件最大应变值分别为1550 $\mu\epsilon$ (3#试件)和2912.5 $\mu\epsilon$ (4#试件)。前者仅为后者的53%。这是由不同的材料强度造成的。

③对比分析图8与图9,两组试件弱化效应的差异明显:斜率比分别为3.9(3#试件)和4.44(4#试件),材料强度较高的4号试件弱化效应更为明显。

由②和③得出一点重要认识:只有加固区和非弱化区具有足够的强度、刚度和稳定性条件下,弱化区破坏过程的各个阶段才有完整显现的

前提条件, 弱化效应才能得到充分显现。

### 4.3 孔深效应对比组试验数据分析

#### 4.3.1 两组试件荷载~位移关系分析

分析比较两组试件的荷载~位移关系曲线(图10)可见:

①两组试件的极限荷载分别为13t(5#试件)和10t(6#试件)。孔深较大的6号试件的极限荷载值比5号试件的小。

②两组试件的最大位移值均与极限荷载相对应, 分别为0.73cm(5#试件)和1.825cm(6#试件)。整个加载过程中, 6号试件的位移值比5号试件的大。

上述①和②的差异是由弱化孔深度不同造成的。加载过程中, 孔深较大的6号试件, 弱化区的应力集中程度更高, 导致弱化区部分快速破坏, 进而加速了试件的整体破坏。

#### 4.3.2 两组试件平均应力~应变关系分析

分析图11和图12可见:

①从两组试件应变值看: 加载初始阶段, 弱化区的应变小于非弱化区的, 原因可能是加载设备与试件相互作用, 以及试验误差所致; 随着荷载增大, 弱化区的应变值大于非弱化区的; 达到弱化区破坏荷载时, 弱化区的应变值发生向下突变, 非弱化区应变值则继续增加, 直至破坏。曲线形成“斜8字”形。两组曲线所反映的破坏过程不甚完整, 其原因与比面积组数据分析同。

②突变点的差异性。突变点应力值、应变值分别为2.94MPa、7835 $\mu\epsilon$ (5#试件)和1.47MPa、4785 $\mu\epsilon$ (6#试件)。两组试件突变点应力值、应变值相差悬殊, 这是由不同弱化孔深造成的。为使弱化效应最优化、突变点应力应变值最佳化, 弱化孔深值应具有一个最优值。

③对比分析图11与图12, 两组试件弱化效应的差异明显: 斜率比分别为1.98(5#试件)和4.62(6#试件), 孔深较大的6号试件弱化效应更为明显。

## 5 结论

①在比面积对比组试验中, 比面积较大的试件极限荷载更低、加载周期更长、轴向位移值更大、弱化效应更为明显。

②在材料对比组试验中, 材料强度较高的试件极限荷载值更高、轴向位移值更大、弱化效应更为明显。通过本组试验认识到, 试件锚固长度为影响弱化效应的第4个重要因素, 只有锚固区有足够的强度、刚度和稳定性, 弱化区破坏过程的各个阶段才有完整显现的前提条件, 弱化效应才能得以充分发挥。

③在弱化孔深对比组试验中, 弱化孔深度较大的试件极限荷载更低、轴向位移值更大、弱化效应更为明显。

④比面积、材料强度、弱化孔深、锚固长度是4个影响弱化效应的重要因素。在单因素对比试验中, 比面积、弱化孔深、锚固长度往往只存在一个最优单值。要使得弱化效应最优化, 需结合工程情况综合分析, 取得4个因素的最优组合, 对此还应进行深入研究。

⑤在本次静力试验中, 弱化试件均表现出较好的弱化效应。但弱化区只经历了压裂破坏, 未经历压碎和压实阶段, 破坏过程不完整, 原因是无侧限所致。

⑥弱化试件在加载过程中, 试件产生的位移主要发生在弱化区内, 产生大位移的结果必然使得弱化区吸收大量的能量, 因而其中潜藏有巨大的经济技术效果。

### 参考文献

- [1] 汪剑辉, 闫顺等. 复合土钉支护在我国的研究与应用[J]. 施工技术. 2006, 35(1):15-19
- [2] 刘彦忠. 复合土钉墙技术在杂填土层基坑支护中的应用[J]. 岩土力学. 2002, 23(4): 520-523
- [3] 美国交通部联邦部局(FHWA-SA-96-069R), 余诗刚译. 土钉墙设计与施工与监测手册[C]. 北京: 中国科学技术出版社, 2005
- [4] 朱如玉, 王承树. 某观察坑道在爆炸荷载作用下的破坏情况的宏观调查分析[J]. 爆炸与冲击. 1982, 2(2):17-26.
- [5] 黄承贤. 在爆炸荷载作用下长锚杆喷锚支护坑道的动态反应[J]. 岩土力学. 1987, 8(3):1-11.
- [6] 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
- [7] Ortlepp WD. Grouted Rock as Rockburst Support: A Simple Design Approach and An Effective Test Procedure[J]. Journal of The South African Institute of Mining & Metallurgy. 1994, 94(2):47-63.
- [8] Ortlepp WD, Stacey TR. Performance of tunnel support under large deformation static and dynamic loading[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1998, 13(1):15-21.
- [9] Anders Ansell. Testing and modelling of an energy absorbing rock bolt[A]. In: Jones N, Brebbia C A, Structure under shock and impact VII[C]. The University of Liverpool, U.K. and Wessex Institute of Technology, U.K., 2000. 417-424.
- [10] 曾宪明, 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. 2008年第4期