

软质岩中压力型锚索锚固段应力分布特征

卢黎^{a,b}, 张永兴^{a,b}, 张四平^{a,b}, 吴曙光^{a,b}

(重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

摘要:为了研究软质岩中压力型锚索锚固段应力分布和传递规律,进行了足尺现场试验。制作了与实际工程条件相似的试验锚索,在试验锚索的锚固段砂浆体中按一定间距设置了应变砖,记录了在不同张拉荷载下各测点的应变情况,测得压力型锚索锚固段的轴向应变和径向应变分布曲线。通过对试验结果进行分析处理,得到了锚固段与围岩界面剪应力分布曲线。测试结果与已有理论计算结果比较吻合。分析结果表明,在软质岩条件下,承载板附近的锚固体出现了明显的三向应力状态;锚固体中应力传递长度较短;注岩界面剪应力峰值可以达到较高的水平;随着荷载增大,剪应力有向前转移扩张的趋势。

关键词:软质岩;压力型锚索;锚固段;应力;应变

中图分类号:TU 457 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2011)05-0069-06

Stress Distribution in Fixed Anchor Length of Compression Type Anchor in Soft Rock Mass

LU Li^{a,b}, ZHANG Yong-xing^{a,b}, ZHANG Si-ping^{a,b}, WU Shu-guang^{a,b}

(a. College of Civil Engineering; b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area of Ministry of Education Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: To study stress distribution in fixed anchor length of compression type rock anchor cable, field test was carried out. Strain sensors were placed in the grout paste in fixed anchor length with certain interval. Axial and radial strains of the grout were noted by test. Shear stress distribution curve along the fixed anchor length was obtained by stress-strain relationship and static equilibrium analysis. Analysis results prove that maximal shear stress on the interface can achieve upper level and move forward when the load increases; the transmission length is short; shear stress transfers forward; and three dimensional state is obvious around capacity plates in soft rock mass.

Key words: rock mass; compression type anchor cable; fixed anchor length; stress; strain

在引入中国十余年的时间里^[1],压力(分散)型锚索的工程应用日益增多,在边坡加固、隧洞锚固、基础抗浮等各个方面,这种锚索都体现出了优良的锚固性能^[2-3]。但是,对于压力型锚索的相关理论研究却比较滞后。这种状况可能引起不必要的浪费或工程隐患。因此,采用理论、试验或模拟的方法深入认识压力(分散)型锚索的工作机理,具有迫切的现实意义。由于压力分散型锚索是以压力型锚索为组

成单元的,研究压力型锚索的结果可以推广到分散型,因此该文针对压力型锚索开展相关研究。

对于压力型锚索,一般不希望钢绞线强度和锚固体自身强度成为锚索失效的控制因素,而是需要充分发挥岩土体强度,因此,传力机理的研究重点在于锚固体与围岩孔壁之间的相互作用规律,包括锚固体自身的应力应变传递规律和界面上的剪应力分布和传递规律(以下简称注岩界面剪应力)。目前,

收稿日期:2010-11-01

基金项目:重庆大学中央高校基本科研业务费科研专项资助(CDJZR11 20 00 11)

作者简介:卢黎(1977-),男,博士,主要从事岩土工程方面的研究工作,(E-mail)lulicq@126.com。

锚固段应力传递分布主要运用理论分析和数值模拟的方法进行研究。比如,运用无穷平板小孔作用均布内压理论而推导的理论公式^[4],运用 kelven 解推导的弹性理论解^[5],运用数值模拟进行计算分析^[6]。理论与数值计算的成果都需要试验加以证实,目前的压力型锚索试验一般仅做单纯拉拔^[7],缺少对锚固机理的探索。韩国的 Nak-Kyung Kim 通过试验对比了土层中的拉力型和压力型锚索的承载性能^[8],研究了压力型锚固段的荷载分布规律,Barley 专门撰文对其成果进行讨论,认为试验存在没有达到极限强度等问题^[9]。目前也有少量研究通过试验测试锚固段应变分布状况^[10],但存在试验参数不明等问题。通过现场试验的方法测量锚固体应力应变,技术难度高,少有报道。

本文通过现场试验的方法研究在软质岩条件下的压力型锚索锚固段应力状况。在试验锚索的锚固段砂浆体中置入应变测试元件,直接测得锚固体在不同荷载条件下的轴向应变和径向应变沿锚固段分布规律(沿程分布规律),然后换算获得注岩界面剪应力,分析了锚固体中各种应力的传递长度,峰值大小和随荷载增大的演化规律。

1 现场试验条件和方案

试验场地位于一段 3 m 高的泥质砂岩边坡上,锚索沿水平斜向下 15° 钻进,以避免开顶风化层的影响。钻孔孔径 130 mm,钻孔深度 3.2~4 m 错列,以防止锚固段处于同一水平深度处而相互影响。采用干钻法造孔。取样岩芯的单轴抗压强度为 23 MPa,属软质岩。为防止测试元件损伤,采用流动性较好的浆液进行无压力注浆,注浆体抗压强度 34 MPa。采用 6 束 1 860 MPa 无粘结预应力钢绞线为锚索杆材。承载板厚度 3 cm,直径 120 mm,承载板后用 P 锚固定钢绞线。钻孔与钢绞线的配置与实际工程条件基本一致。用 PVC 管隔离砂浆体与围岩形成非锚固段。试验锚索的基本情况见表 1。除 1 根锚索以外,其余锚索都测得了相应的数据。

表 1 试验锚索基本尺寸及钻孔情况

锚孔深度/mm	锚固段/mm	非锚固段/mm	应变砖数量
3 000	1 000	2 000	5
3 100	1 000	2 100	5
3 400	1 500	1 900	6
3 350	1 500	1 850	0
4 600	2 000	2 550	8
4 000	2 000	2 000	8

试验锚索的基本结构如图 1 所示。固定应变砖的木支架采用中密度板制作,对中木板上预留钢绞

线穿孔、注浆孔、溢浆孔、电线穿孔;在木支架的纵向木条上每隔一定间距固定一个应变砖,根据不同的锚固段长度布置测点。该应变测试元件可同时测得沿锚索轴向的应变和沿锚索直径方向的应变,在紧贴承载板位置和锚固段与非锚固段分界点各设置了一个应变测点,中间各测点均匀布置,如图 2 所示。应变砖处于同一水平高度处,置于锚固砂浆体中,与钢绞线无连接,且尽可能贴近孔壁。在钢绞线端头挤压 P 锚之后,将表面涂抹了黄油的钢绞线依次穿过承载板、对中板,套上 PE 套管,形成全长无粘结钢绞线,图 3 显示了组装完成的锚索。采用 150 T 穿心千斤顶对锚索进行张拉。

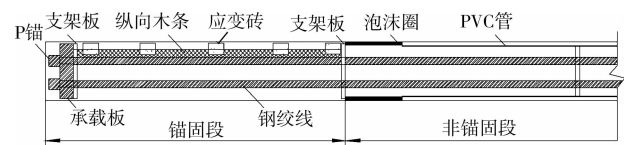


图 1 压力型试验锚索结构图



图 2 木支架和应变砖

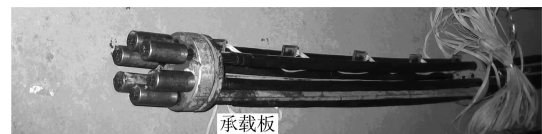


图 3 组装完成的锚索

试验的基本加载方案是将预估极限荷载分为 10 级,分级张拉,达到每一级张拉荷载时,持荷 5 min,用应变采集箱读取各测点的应变值,再持荷 5 min,第 2 次读取各测点应变值,前后 2 次读数差异在 5% 以内时,认为应变稳定,得到应变测试结果。试验中发现,较大的荷载步长更容易造成应变测试元件的突然溢出失效,因此试验后期每一级荷载增量略有调整,持荷和读数方案不变。

2 测试结果和分析

2.1 轴向和径向应变测试结果及分析

试验测得锚固段的轴向和径向应变分布曲线。因测试数据较多,选取代表性的锚索测试数据,按锚固段长度分成 3 组,将测试结果绘于图 4—图 6 中。图中原点指承载板处的位置。X 轴从承载板原点指向孔口方向,X 坐标表示与承载板距离。仅绘出锚固段部分。图中的应变以拉为正、压为负。

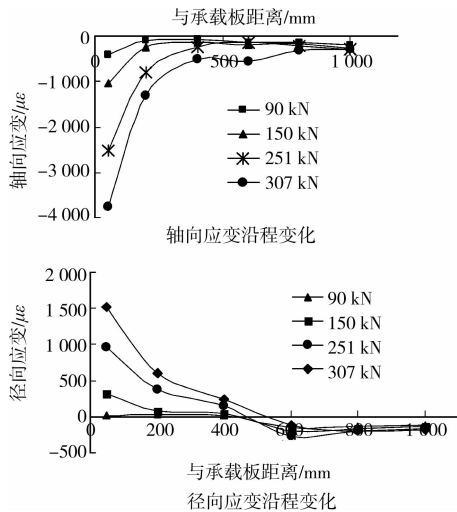


图 4 锚固段 1 m 锚索的轴向和径向应变测试结果

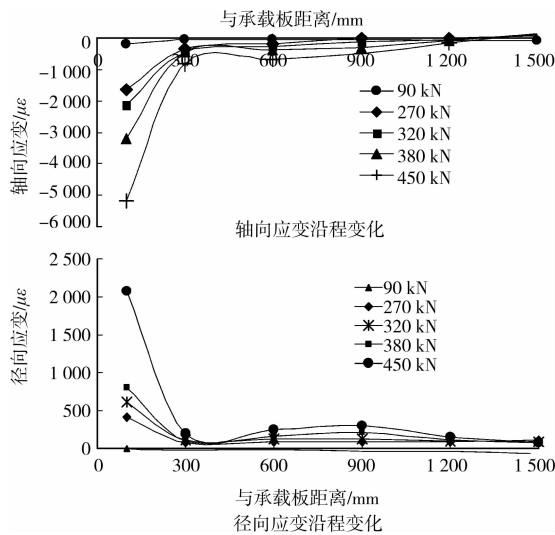


图 5 锚固段 1.5 m 锚索的轴向和径向应变测试结果

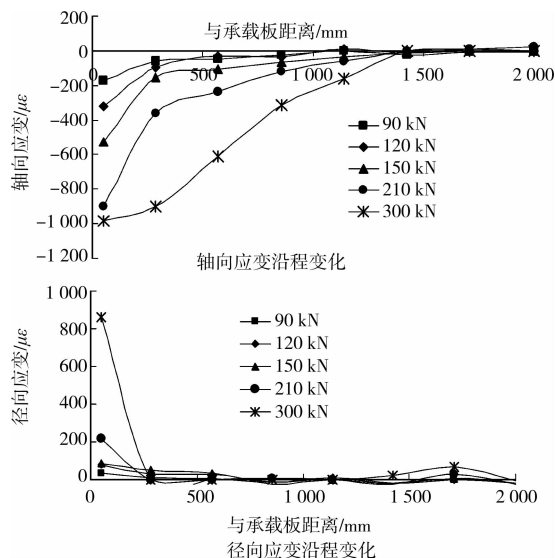


图 6 锚固段 2 m 锚索的轴向和径向应变测试结果

图 4—图 6 的应变测试结果中,轴向应变为压

应变,径向应变为拉应变,反映出锚固段轴向的受压与径向的膨胀,在承载板周围的锚固体三向应力状态获得实测的证实^[11]。轴向和径向应变的集中受力区域主要集中在承载板周围,随着与承载板距离的增加,应变迅速减小。从应变的分布范围可以明显看到应力在锚固段内的传递长度,1 m 锚固段的应力传递长度在 800~1 000 mm,1.5 m 锚固段的应力传递长度在 1 000~1 200 mm,2 m 锚固段的应力传递长度可以达到 1 300 mm 左右,各锚固承受的荷载差别不大,而应力传递长度有随锚固长度的增长而增长的趋势。更多的测试数据表明,在更大的荷载下,应力传递长度变化不大,都没有达到全锚固段^[12]。

另一个特点是,随着锚固段的生长,在相同的荷载等级下,测试的应变有所减小,见表 2,说明相同荷载下,较长锚固段的锚索的锚固体所受到的围压更大,三向约束作用更强,极限承载能力将更高(各锚索极限承载力见表 3)。

表 2 不同锚固长度第 1 测点的轴向应变

锚固段长度/m	1.0	1.5	2.0
1 测点轴向应变(90 kN)	-401	-169	-171
1 测点轴向应变(300 kN)	-3 753	-2 160	-979

注:1 测点为最靠近承载板的测点。

表 3 各锚索极限承载力

锚固段长度/m	1.0	1.5	2.0
平均极限承载力/kN	307	850	1 200
完整应变测试的荷载/kN	307	450	300

由于应变测点在较高荷载或较大的锚固段整体位移下很容易损坏,因此图 4—图 6 只有中低荷载下的测试数据。实际上,较长的锚索都达到了较高的极限承载力^[12],测试结果列于表 3 中。其中 1 m 和 1.5 m 锚固段锚索的极限承载力是受注岩界面承载力控制的,即锚固体整体拔出破坏。2 m 锚固段的锚索的极限承载力是受钢绞线强度控制的(为试验安全起见,最大控制拉力取到 1 200 kN),此时注岩界面尚未破坏。

2.2 锚固体与围岩界面剪应力分析

锚固体与围岩界面剪应力特征是与工程实践关系紧密的重点问题。为了分析注岩界面剪应力,首先可根据应变测试结果换算各测点砂浆正应力,进而得到测点轴力,然后根据静力平衡得到注岩界面剪应力。

由于钢绞线全长无粘结,试验锚索又较短,可以

认为作用在承载板上的合力近似等于张拉荷载。承载板较厚,且直径近似等于钻孔直径,因此张拉荷载除以砂浆净面积可得到承载板后砂浆体的轴向应力,称为轴向应力测量值。另一方面,可以通过最靠近承载板的第 1 个测点的轴向与径向应变来换算该处的轴向应力,称为轴向应力换算值。因第 1 测点紧贴承载板布设(如图 1 所示),因此轴向应力测量值应当与换算值近似相等。根据此关系对测试结果进行检验与校准。

考虑围岩对锚固体的约束作用,由于砂浆锚固体处于轴对称应力状态,因此,

$$\epsilon_z = \frac{1}{E_a} [\sigma_z - 2\sigma_r] \quad (1)$$

$$\epsilon_r = \frac{1}{E_a} [\sigma(1 - \mu) - \mu\sigma_z] \quad (2)$$

式中, ϵ_z 和 ϵ_r 为锚固体轴向应变和径向应变; E_a 、 μ 为锚固体的弹模与泊松比; σ 、 σ_z 分别锚固体径向应力和轴向应力。

假定锚固体截面上的正应力 σ_z 为均匀分布,则在某一级稳定荷载下,有 $\epsilon_r = \text{const}$ 。任取一微段,根据几何方程: $\epsilon_r = du_r/dr$, 因此^[4]:

$$u_r|_{r=a} = \epsilon_r \cdot a \quad (3)$$

在锚固体与岩体之间的注岩界面上^[13],

$$\sigma = k \cdot u_r|_{r=a} \quad (4)$$

其中 k 可以通过弹性力学中无穷平面中圆孔受均布内压作用的位移解获得:

$$k = \frac{E'}{(1 + \mu')a} \quad (5)$$

上述各式中, E' 、 μ' 为岩体的弹模与泊松比; a 为锚孔半径; u_r 为界面位移。可以根据上述各式,算得注岩界面上的正应力,再根据 ϵ_z 反算得到 σ_z 。

反算 σ_z 时,如果应力较高,砂浆体应力应变关系不是直线,可用变形模量代替式(1)、(2)中的弹性模量。根据圆柱体砂浆试件的材性试验对其本构关系进行拟合。参考西德 Rusch^[14] 建议的二次抛物线模型,进行适当修正,拟合该试验采用的砂浆体抗压上升段本构方程如下:

$$\sigma_z = 17.8 \times \left[2.9 \frac{\epsilon_z}{0.004} - \left(\frac{\epsilon_z}{0.004} \right)^2 \right] \quad (6)$$

按式(6)计算的应力应变关系和实测的砂浆试件应力应变关系曲线对比绘于图 7 中,可见拟合情况较好。由(6)式反算变形模量,取代弹性模量 E_a ,可以使荷载较高时换算的轴向应力更贴合实际。

按上述方法换算第 1 测点处的轴向应力,并与测量值对比,对比结果如图 8—图 10 所示。可见,该方法可较好的得到锚固段测点处的轴向应力值。

按上述方法依次换算每一个测点处的轴力,即可得到轴力沿程分布曲线,以图 11 为例,其余略。

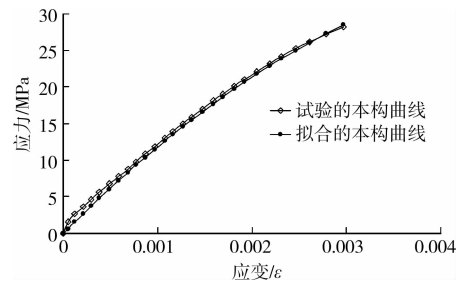


图 7 对砂浆本构关系的拟合

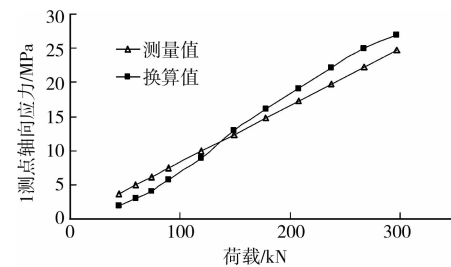


图 8 第 1 测点轴向应力测量值与换算值(锚固段 1 m)

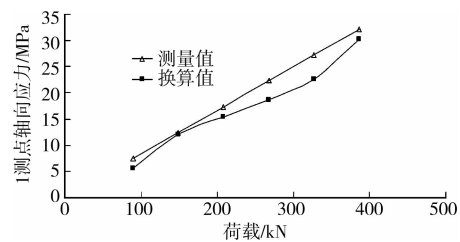


图 9 第 1 测点轴向应力测量值与换算值(锚固段 1.5 m)

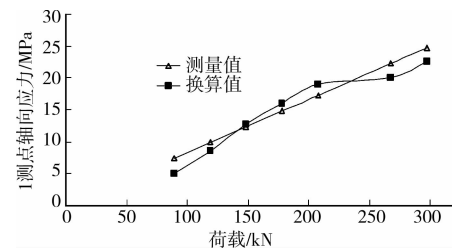


图 10 第 1 测点轴向应力测量值与换算值(锚固段 2 m)

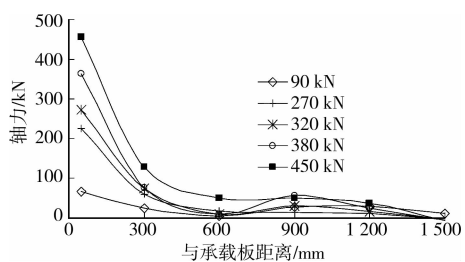


图 11 锚固体轴力沿程分布

根据静力平衡,界面剪应力是使锚固段轴力不断降低的原因。在得到轴力沿程分布情况后,根据两相邻测点之间的区段总剪力应等于两测点轴力之

差的平衡条件,可算得各区段剪力分布,如式(7)所示。再将剪力除以作用面积,得到各个区段的平均剪应力,如式(8)所示。将各区段平均剪应力连成曲线,即得剪应力沿程分布曲线。

$$V_i = F_i - F_{i-1} \quad (7)$$

$$\tau_i = \frac{V_i}{A_i} \quad (8)$$

式中, V_i 为 i 区段的总剪力; F_i 和 F_{i-1} 分别为 i 区段左端和右端的轴力; τ_i 为 i 区段的平均剪应力; A_i 为 i 区段锚固体总表面积。

按上述方法分析各锚索注岩界面剪应力分布,将分析结果绘于图 12 中。

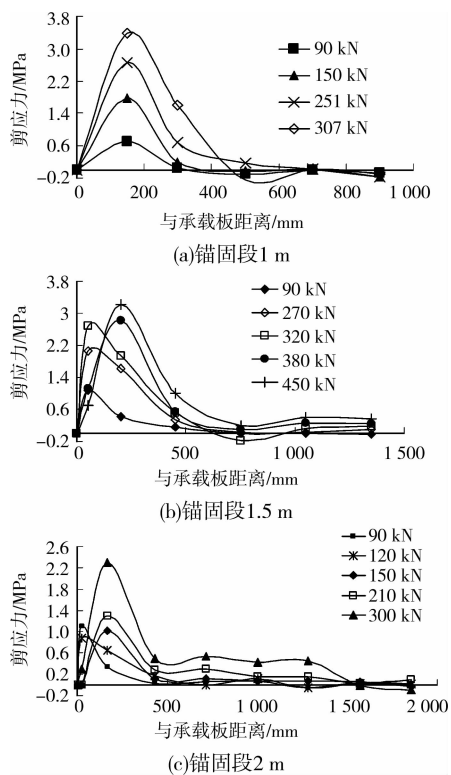


图 12 注岩界面剪应力沿程分布

从图 12 可以看出,注岩界面剪应力在承载板处趋于 0,随着与承载板距离的增加,迅速达到峰值,其后逐渐下降。剪应力沿程分布总体特征与理论解吻合^[5]。多数锚索的剪应力分布传递长度在 1 m 左右,少量的达到 1.2 m,表明在岩石条件下,压力型锚索的注岩界面剪应力达到峰值后,迅速下降,衰减很快,这一点也可由轴向应变的分布情况佐证。

随着荷载的增大,剪应力峰值也随之增大。最大剪应力峰值可达到 2~3 MPa 以上,可见在软质岩条件下,界面峰值剪应力是较高的,实际上,界面剪应力峰值有进一步增高的可能。

定义承载板处为锚固段远端,靠近孔口的锚固段端头为近端,随着荷载的增大,离锚固段远端较大距

离处的界面剪应力开始增长,即剪应力有向锚固段近端方向传导、转移的现象,剪应力沿程分布曲线向近端方向移动和扩张,见图 12(b)、(c)。界面剪应力逐渐向近端方向传递,将逐渐调动前面的界面进入最佳工作状态。锚固段为 1 m 的锚索这种现象不明显是因为 300 kN 的荷载已达到注岩界面极限承载力,这时,整根锚索已发生了较大的刚体位移。实际上,剪应力的这种变化趋势可能还会随荷载增长而继续发展,因为对于 1.5 m 和 2 m 锚固段的锚索,应力测试的最高荷载与锚索的极限荷载尚有较大的距离。

2.3 试验结果与理论解的对比

文[5]通过 Kelvin 解推导了锚固体轴向应力 σ_z 和注岩界面剪应力 τ 沿锚固体的分布规律,计算公式如下:

$$\tau = \frac{F}{\pi D} \exp\left[\frac{B}{A^2} \ln\left(\frac{Az+B}{B}\right) - \frac{z}{A}\right] \left(\frac{z}{Az+B}\right) \quad (9)$$

$$\sigma_z = \frac{4F}{\pi D^2} \exp\left[\frac{B}{A^2} \ln\left(\frac{Az+B}{B}\right) - \frac{z}{A}\right] \quad (10)$$

$$A = \frac{D\mu}{2\tan\varphi} \quad B = \frac{(1+\mu)D^2 E_a}{8E}$$

式中 τ 为界面剪应力; F 为集中力; D 为锚孔直径; z 为与承载板距离; A, B 为计算参数; E 为岩体弹性模量; μ 为岩体泊松比; E_a 为锚固体的弹性模量。

将试验的参数: $E_a = 16\ 153$ MPa, $E = 2\ 500$ MPa, $F = 90$ kN, $D = 130$ mm 代入式(9)式(10)计算锚固段应力理论值,与试验数据对比于图 13 中,可以看到,在较低的荷载水平下,锚固段受力处于弹性阶段,理论计算结果与试验数据吻合较好。

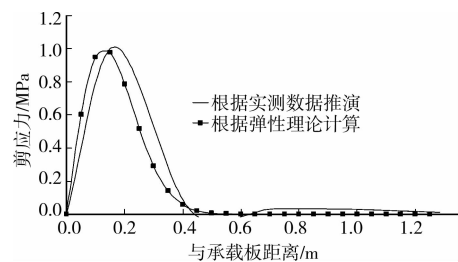


图 13 界面剪应力理论值与实测值对比(2 m 锚固段)

3 对测试结果的讨论

通过现场试验测试锚固段砂浆体应变,需要将测试元件准确置入隐蔽的孔道,预埋在流动性的砂浆体中,随砂浆一起凝固,试验难度和风险比较高。当用中低荷载张拉时,测试数据的完整性较好,试验结果令人满意。当张拉荷载较高时,由于锚固体的刚性位移、砂浆体出现微裂缝以及孔道直径的沿程变化等原因,测点损坏比较严重,测试效果差强人意。

试验表明压力型锚索界面剪应力分布、发展和传导的特点与摩擦桩及普通拉力型锚索的界面应力有类似之处^[15-16]。可以推想,压力型锚索也存在有效锚固长度,即锚固段长度增长到一定时,注岩界面承载力将不再增长。由于压力型岩锚注岩界面的承载力很高,即使加入较多的高强钢绞线,当锚固段长度增加时,最大承载力仍易受钢绞线强度制约,有效锚固长度目前还没有得到试验证明。

4 结 语

通过现场试验研究了软质岩条件下压力型锚索锚固段轴向和径向应力,以及注岩界面剪应力特征,分析了应力分布演化规律和传递范围,并与理论解进行了对比验证。主要结论如下:

1)压力型锚索承载板附近锚固体的三向应力状态得到了现场试验的证明。在相同荷载等级下,较长锚固段锚索的锚固体所受到的围压更大,三向约束作用更强,极限承载能力将更高。

2)试验证明,软质岩条件下,注岩界面剪应力峰值可以达到2~3 MPa以上的较高水平,同时,剪应力传递长度较短。

3)随着荷载的增大,与承载板相距较远的位置,剪应力有所增大。即剪应力有向锚固段近端转移、扩张的趋势,这种趋势将导致界面剪应力逐步充分发挥,直至注岩界面承载力达到极限。

参考文献:

- [1] 程良奎,范景伦,韩军,等. 岩土锚固[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [2] 柳建国,吴平,尹华刚,等. 压力分散型抗浮锚杆技术及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(21):3948-3953.
LIU JIAN-GUO, WU PING, YIN HUA-GANG. Pressure-dispersive anti-float anchor technique and its application to engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2005,24(21):3948-3953.
- [3] 邱美君,杨贵灏. 压力型预应力锚索在大跨度高边墙地下洞室中的应用[J]. 隧道建设,2007,27(3):62-64.
QIU FU-JUN, YANG GUI-HAO. Application of pressure prestressed anchoring cables in underground caverns with large spans and high side walls[J]. Tunnel Construction,2007,27(3):62-64.
- [4] 尤春安. 压力型锚索锚固段的受力分析[J]. 岩土工程学报,2004,26(6):828-831.
YOU CHUN-AN. Mechanical analysis of anchorage segment of pressure-type cable[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2004,26(6):828-831.
- [5] 卢黎,张永兴,吴曙光. 压力型锚杆锚固段的应力分布规律研究[J]. 岩土力学,2008,29(6):1157-1162.
- LU LI, ZHANG YONG-XING, WU SHU-GUANG. Distribution of stresses on bonded transmission length of compression type rock bolt [J]. Rock and Soil Mechanics,2008,29(6):1157-1162.
- [6] 王树仁,何满潮,金永军. 拉力集中型与压力分散型预应力锚索锚固机理[J]. 北京科技大学学报,2005,27(3):278-282.
WANG SHU-REN, HE MAN-CHAO, JIN YONG-JUN. Anchoring mechanism of prestressed anchor cables under concentrated tension and dispersive pressure[J]. Journal of University of Science and Technology Beijing,2005,27(3):278-282.
- [7] 王虎法. 压力分散型锚索现场抗拔试验测试与分析[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程),2007(6):47-49.
WANG HU-FA. Insitu pull-out test and analysis on the new anchor cable with scattered compression force[J]. Exploration Engineering (Rock & Soil Drilling and Tunneling),2007(6):47-49.
- [8] NAK-KYUNG KIM, ASCE A M. Performance of tension and compression anchors in weathered soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2003,December:1138-1150.
- [9] BARLEY A D. Discussion of "performance of tension and compression anchors in weathered soil"[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2005,May:671-672.
- [10] 李国正. 压力(分散)型锚索锚固作用的现场试验及数值模拟[D]. 成都:四川大学,2005.
- [11] 吴曙光,张永兴,康明. 压力型和拉力型锚杆工作性能对比研究[J]. 水文地质工程地质,2008(5):45-49.
WU SHU-GUANG, ZHANG YONG-XING, KANG MING. Ananalysis of working performance of pressure type and tensile type anchor [J]. Hydrogeology & Engineering Geology,2008(5):45-49.
- [12] 卢黎. 压力型岩锚内锚固段锚固性能及工程应用研究[D]. 重庆:重庆大学,2010.
- [13] INDRARATNA B, HAQUE A, AZIZ N. Shear behavior of idealized infilled joints under constant normal stiffness [J]. Geotechnique,1999(3):331-356.
- [14] 东南大学,同济大学,天津大学. 混凝土结构(上册)[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [15] MOOSAVI M, BAWDEN W F, HYETT A J. Mechanism of bond failure and load distribution along fully grouted cable-bolts [J]. Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy (Section A),2002,111(1-4):1-12.
- [16] KILIC A, YASAR E, ATIS C D. Effect of bar shape on the pull-out capacity of fully-grouted rock bolts[J]. Tunnelling and Underground Space Technology,2003,18:1-6.