

• 土木工程 •

DOI:10.15961/j.jsuese.202201075



本刊网刊

温压耦合作用下锚固界面变形失效机理

刘小虎^{1,2}, 姚直书^{1,2}, 程桦^{1,2}, 查文华³

(1.安徽理工大学 土木建筑学院, 安徽 淮南 232000; 2.安徽理工大学 矿山地下工程教育部工程研究中心, 安徽 淮南 232001;
3.东华理工大学 土木与建筑工程学院, 江西 南昌 330013)

摘要: 深部地层高地温、高地应力环境使巷道围岩树脂锚固支护结构稳定性降低, 围岩变形有效控制问题亟待解决。因此, 研究温度与压力耦合作用下锚杆杆体-树脂锚固剂界面变形破坏机理十分必要。首先, 根据两淮矿区深部支护工程现状并结合室内不同温度环境下拉拔试验结果, 发现高地温环境下树脂锚固剂界面变形破坏加剧; 进一步分析锚固剂受拉拔荷载作用轴向、径向破坏模式, 将第一锚固界面破坏分为弹性围岩-剪切-滑移型、未贯穿-剪胀滑移破坏及贯穿-剪胀滑移破坏等3种模式。其次, 基于弹塑性力学分析受围岩应力作用锚固界面不同破坏类型的界面受力状态, 考虑高温环境下树脂锚固剂层力学强度弱化, 建立温度-围岩应力耦合作用的第一界面失效破坏力学计算模型; 分析围岩应力、环境温度及弹性模量比等因素变化对第一界面锚固性能影响的规律, 发现第一界面极限轴向荷载随温度升高而降低, 围岩处于裂隙发育或裂隙贯穿状态时, 围岩应力对第一锚固界面剪切破坏影响程度较未产生裂隙时大幅度增高。最后, 结合室内拉拔试验数据对比验证所推导计算方程式的合理性。研究可为深部巷道围岩稳定性控制及锚固支护参数设计提供理论依据。

关键词: 温度-压力耦合; 树脂锚固剂; 锚固界面; 失效机理; 因素分析

中图分类号: TD32

文献标志码: A

文章编号: 2096-3246(2024)04-0108-12

近40年来, 中国对能源尤其是煤炭的需求量逐渐增大。煤炭在一次能源生产与消费构成中占比高达58%^[1-3], 煤炭开采强度大, 开采深度以10~25 m/年的速度增加。中东部地区开采深度超过千米的煤矿已达到50余座, 最大采深超过1 500 m^[4-6]。据不完全统计, 随着开采深度增加, 地层热害频发, 中东部地区130余处大型矿井超过43%受一、二级热害^[7-8]。以两淮矿区为例, 千米深井平均原岩温度为45℃左右, 开采每加深100 m, 原岩温度会持续增加3~5℃^[9-11], 其中孙疃矿局部地区高达54.9℃。深部矿井高地温环境逐渐成为常态, 而在高地温作用下, 煤矿常用的树脂锚固剂的锚固性能受到严重影响, 锚固失效现象时有发生。同时, 深部岩体在高地应力作用下, 巷道围岩多属于软岩^[12-13], 故在在地温、高地应力共同作用下, 深部巷道软弱围岩锚固支护稳定性差, 巷道围岩失稳破坏时常发生^[14-15]。深入研究深部软岩巷

道热力耦合作用下树脂锚固剂失效机制, 尤其是锚固界面的破坏失稳机理, 对深井锚固支护结构稳定性有着重要的科学意义。

锚固体系由锚杆杆体、黏结剂和围岩等相互黏结组成, 利用锚杆杆体的强度防止被支护围岩变形破碎。锚固剂中存在两个锚固黏结面: 锚杆杆体-锚固剂界面(第一界面)及锚固剂-围岩界面(第二界面)。对于第一界面, Yazici^[16]、Tepfers^[17]和Heytt^[18]等通过大量现场和室内试验研究水泥砂浆和钢筋的黏结强度, 发现水泥砂浆水灰比、锚固长度和外部围压对锚杆杆体承载力影响较大, 较低水灰比的砂浆、锚固长度和外部围压增大都能够提高锚固剂承载力; Cao等^[19-20]基于半空间理论建立锚杆杆体在轴向荷载作用下树脂锚固剂层内部应力场, 得出较小轮廓角或较小截面高长比的锚杆杆体有利于径向荷载传递; Wu等^[21]研究锚杆杆体肋间距与锚固性能的关系,

收稿日期:2022-10-04 修回日期:2023-03-28 网络出版日期:2023-04-25

基金项目:安徽高校自然科学基金项目(2022AH050814);安徽理工大学引进人才基金(13210028);安徽理工大学校级重点项目(xjzd 2020-17);淮南市科技计划项目(2021071);国家自然科学基金项目(51964002; 52174104)

作者简介:刘小虎(1986—),男,讲师。研究方向:岩土工程;巷道支护。E-mail: 2020134@aust.edu.cn

发现随着杆体肋间距的增加,树脂层受剪面积增大,锚固试件拉拔力同样增大,锚固剂破坏后体积膨胀,轴力在径向的分力增大,以及肋间距的增加,可以提高锚固性能;Shang等^[22]采用DEM数值软件模拟岩石锚杆杆体锚固模型,研究砂浆-锚杆界面剥离、机械互锁作用导致的砂浆破裂,讨论砂浆粒径、钢筋螺栓的截面形状(不同的肋间距和肋高)对界面拉拔力的影响。对于第二界面的破坏,Li^[23-24]等进行不同温度、粗糙度围岩条件下的锚固试件拉拔试验,结果表明,温度对破坏模式影响较小,围岩粗糙度对拉拔强度影响较大;周辉等^[25]进行数值仿真试验,研究预应力锚索锚固效果,发现锚固层与围岩体界面间的剪应力在锚固段顶端分布较大,但并未达到峰值;徐波^[26]对以水泥砂浆为黏结剂的锚固试件进行砂浆-混凝土界面的黏结性能试验研究,通过对界面破坏过程的分析,得出界面最大剪切应力、摩擦应力表征界面的黏结强度和界面破坏的不同阶段;张发明等^[27]指出锚固体界面黏结强度不仅与围岩的抗压强度有关,还与锚固段裂隙的分布和性质有关;韩军等^[28]依据岩土锚固的试验资料,分析出影响锚固剂与岩土体间黏结强度的主要因素,提出界面黏结强度的建议值,并指出在计算锚固界面黏结强度时,应考虑锚固长度对黏结强度的影响;Chang等^[29]对全长锚固体进行室内拉伸试验和数值模拟分析,采用CZM模拟锚杆-水泥浆界面行为,详细研究界面黏结强度、水泥浆抗压强度等因素对破坏模式和荷载-位移曲线的影响。

综上所述,深部工程中常用胶凝快、强度高的树脂锚固剂,锚固体中第一界面将围岩变形荷载向锚杆杆体传递,受力复杂且最易产生破坏。而锚固界面失效破坏不仅与锚杆杆体、锚固剂自身强度有关,还与围岩强度、外部围压、锚固长度和锚杆杆体表面形状等因素有关。可见,亟需开展深部工程中锚固界面失效破坏方面的研究,但锚固界面失效破坏机理尚不清晰,考虑温度和压力耦合作用锚固界面失锚规律的相关研究较少,本文将深入研究温度与压力耦合作用下第一锚固界面失效破坏机理。首先,基于两淮矿区深部煤炭开采工程结合室内锚固界面拉拔试验结果,分析不同温度环境下锚固界面受力变形及破坏规律;其次,基于弹塑性力学建立不同围岩强度下第一界面温压耦合作用力学模型,推导第一界面剪切破坏力学方程,并进行因素分析。最后,结合室内拉拔试验结果验证方程正确性。研究可为深部高地温、高地应力巷道树脂锚固支护设计及参数优化提供理论基础。

1 深部工程支护现状及室内拉拔试验分析

1.1 深井工程围岩支护现状

两淮煤田资源丰富,-1 500 m水平以上已查明煤

炭资源量为 500×10^9 t,煤层气资源量为 $5\ 928 \times 10^9$ m³。淮河以北可采煤为11~15层,总厚度为25~30 m。目前已有潘二、潘三、朱集、丁集、顾北、张集、谢桥和顾桥等八对现代化大型矿井,随着开采深度逐年增加,采深已达到700~1 000 m。深部煤炭开采地质条件复杂多变,矿区内谢桥、顾桥和张集等矿区部分矿井地质环境如表1所示。由表1可见,矿区深部开采围压受高地应力、高地温作用,巷道围岩强度软弱、变形大,锚固支护结构失锚时有发生。

表1 矿区部分矿井地质环境

Tab. 1 Geological environment of some mines in the mining area

矿名	层位/m	最大水平应力/MPa	垂直应力/MPa	温度/℃
潘三矿	-760	23.62	20.1	43.0
顾桥矿	-780	21.30	18.1	41.2
张集矿	-1 041	28.50	26.0	50.1

1.2 不同温度锚杆锚固体拉拔试验

试验选用左旋无纵筋螺纹钢锚杆MSGWLW-500,试验段锚杆长500.0 mm,分别采用无缝钢管及不同强度(C20、C40、C60)的混凝土模拟不同强度围岩。考虑锚杆杆体、围岩和锚固剂的三径配比及锚杆杆体作用影响范围,选取的钢管外径为42.0 mm,壁厚为5.0 mm,管长为300.0 mm,弹性模量为206.0 GPa,泊松比为0.30;混凝土围岩外径为150.0 mm,内径为32.0 mm,高为300.0 mm。选用矿用中速树脂锚固剂,采用电钻夹持锚杆搅拌段快速锚入达到锚固长度300.0 mm,锚固后试件处于室温环境养护24 h。采用由WAW-1000万能试验机控制系统、拉拔模具、温度监测控制系统及应力应变监测系统组成的锚固体拉拔试验装置,以2 mm/min的速度进行拉拔试验。锚杆锚固体拉拔试验系统及试件如图1所示。

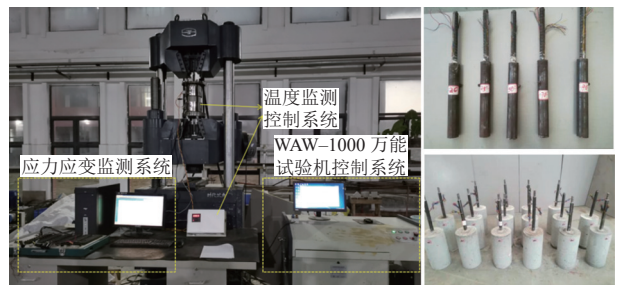


图1 锚杆锚固体拉拔试验系统及试件

Fig. 1 Pull-out test system and test piece of anchor bolt solid

试验中采用加热圈对锚固体试件加热,钢管围岩采用内径为42.0 mm、高为80.0 mm的不锈钢加热圈。混凝土围岩采用内径为150.0 mm,高为100.0 mm的陶瓷加热圈加热。采用XMTD-2001型数显调节温控仪,配合220 V交流接触器及螺钉式传感器、K型温

度传感器组成温度控制装置。钢管外壁焊接M6螺母与螺钉式传感器相连,对于采用混凝土模拟围岩的试件,在混凝土柱中央侧壁打一个直径为8.0 mm、深为60.0 mm的孔用以插入K型温度传感器。试验前对试件预加热,将温度传感器插入试件,加热试件温度超过设置温度时,温度仪控制交流接触器断开电源。反复加热使锚固试件内温度均匀恒定后,即可进行拉拔试验。

试验模拟不同温度环境(20、50、70 ℃)和围岩强度(C20、C40、C60、钢管)环境下,锚杆锚固体拉拔破坏过程。试验中,锚固体受到轴向力作用,拉拔模具上盘所开孔与锚杆杆体外径基本一致,即拉拔破坏限定为第一界面。忽略温度对混凝土性能影响,监测不同温度条件下锚固体的拉拔荷载-位移变化数据,整理并分析锚固体受温度、围岩强度影响锚固力的变化规律。

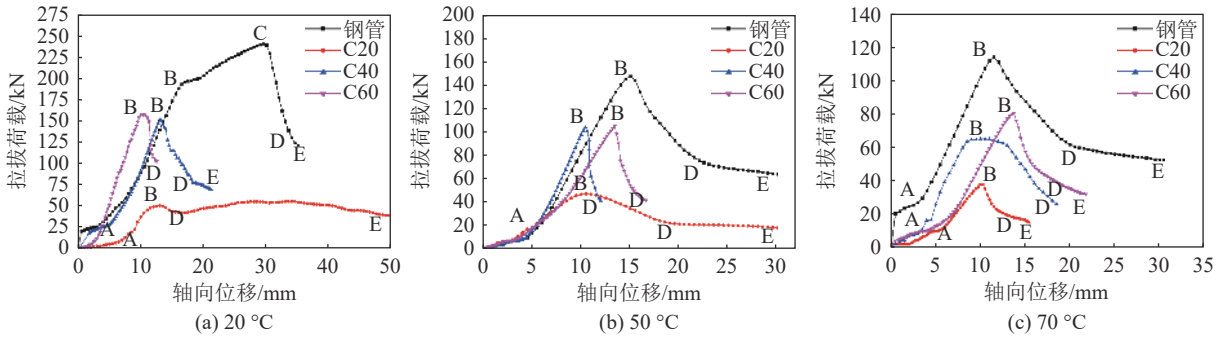


图 2 拉拔荷载-锚杆自由端位移关系

Fig. 2 Relationship between pull-out load and displacement of free end of anchor rod

1.2.2 锚固体破坏模式分析

当锚固体受外部拉拔荷载,轴力由锚杆杆体向锚固剂层与围岩层传递,锚固界面上的剪切力与轴向外力静力平衡。界面产生的剪切阻力由黏结力、机械咬合力及摩擦力共同组成。界面黏结力较小,摩擦力仅在剪切滑移阶段产生,因此,决定界面剪切阻力大小的主要是界面机械咬合力。锚杆轴力受杆体表面轮廓作用后,在锚固界面上产生沿锚固体径向方向的剪胀分力。受剪胀力作用锚固体整体失锚时,其外部围岩存在贯穿大裂纹(C)、内部小裂纹(FC)和无裂纹(P)3种破坏形式,锚固体拉拔试件失锚破坏模式如图3所示。在轴向荷载和剪胀力共同作用下,试验试件产生代表性破坏状态。

由图3可知,锚固试件受拉后,锚杆肋前的锚固剂层被压碎成粉末,卡在肋前形成剪切滑移角。锚杆杆体沿界面水平滑移,受剪切角的影响产生界面剪胀力,由锚固体围岩自身强度提供剪胀反力。若锚固剂自身强度高且围岩强度不足,锚杆杆体的界面剪切滑移所需外部轴力增大,轴力沿径向分力增大,外

1.2.1 锚固界面受力变形规律

荷载-位移发展过程总体可分为4个阶段:线弹性变形阶段(AB)、塑性屈服阶段(BC)、失效破坏阶段(CD)、残余应力阶段(DE)。拉拔荷载-锚杆自由端位移关系如图2所示。由图2可知:当钢管围岩为常温20 ℃时,界面极限拉拔强度为238 kN;当钢管围岩为50、70 ℃时,锚固界面极限拉拔强度分别下降38.8%、52.9%。当围岩强度为C20、C40、C60时,相对于20 ℃环境下,温度为50 ℃的极限拉拔强度分别下降14.5%、29.6%、25.3%,温度为70 ℃的极限拉拔强度分别下降31.6%、56.9%和51.5%。可见:随着锚固体围岩自身强度提高,锚固界面极限拉拔荷载逐渐增大;随着环境温度升高,相同围岩强度条件锚固界面极限拉拔荷载均逐渐下降。因此,在深井巷道中,围岩树脂锚固体支护结构在高地温作用下失锚率升高,巷道产生较大变形,控制难度增大。

部围岩易发生剪胀破坏,围岩中产生不同直径范围的径向贯穿裂纹,锚杆杆体与锚固剂之间产生滑移、分离,最终产生锚固界面剪胀-滑移破坏。例如:20 ℃环境下,C20围岩强度锚固体破坏时,围岩呈胀裂破碎;若围岩强度足够大,能提供足够的剪胀反力,围岩体不发生径向破坏,锚固界面最终发生贯穿剪切,从而形成界面剪切-滑移破坏;70 ℃环境下,C60围岩强度锚固体受拉拔力作用时,由于高温环境会降低锚固剂层强度且围岩强度高,锚固界面层直接发

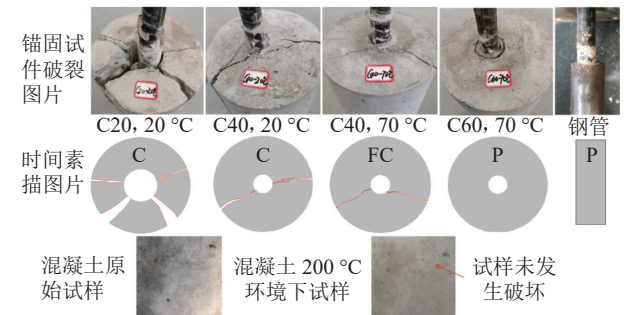


图 3 锚固体拉拔试件失锚破坏模式

Fig. 3 Anchor failure modes of anchor pull-out specimen

生剪切破坏。可见,锚杆锚固体中荷载传递主要通过锚固界面,不同温度、应力和围岩强度等环境下锚固体界面受力变形规律有待深入研究。

2 第一锚固界面变形破坏力学分析

2.1 锚固体径向破坏力学分析

现场施工时通常采用锚杆钻机施工直径略大于锚杆杆体直径的锚洞,将树脂锚固剂与锚杆杆体注入搅拌。锚固体径向受力破坏类型如图4所示。图4中:

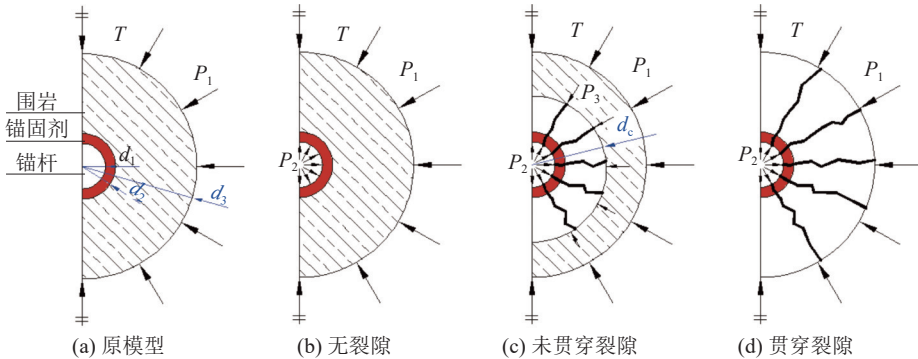


图4 锚固体径向受力破坏类型

Fig. 4 Radial stress failure models of anchor

围岩层与锚固剂层受径向剪胀分力作用,当围岩层强度或围岩应力大时,第一界面失锚时锚固体围岩层完好,如图4(b)所示;随着围岩层强度减弱,当第一锚固界面失锚时,围岩径向裂缝开始发育,裂缝由径向应力产生的拉伸应力引发并不断向围岩层外部延伸,如图4(c)所示;当达到围岩层极限承载力时,出现沿径向贯穿裂纹,如图4(d)所示。

锚固体受力模型(径向方向)如图5所示,在围岩应力 P_1 与轴向拉拔荷载 F 共同作用下,第一锚固界面产生界面剪切阻力 τ 。而围岩径向裂纹会影响第一界面剪切阻力,锚杆杆体与锚固剂层间移动的可能性增加。结合图3中锚固体的破坏模式,将锚固体第一界面破坏划分为弹性围岩-剪切-滑移型、未贯穿围岩-剪胀-滑移型和贯穿围岩-剪胀-滑移型3种。

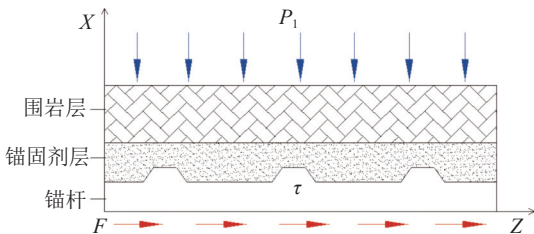


图5 锚固体受力模型(径向方向)

Fig. 5 Stress model of anchor body (radial direction)

2.2 锚固界面径向受力分析

实际工程中锚固体与环境地温相同,当树脂锚固剂与锚杆杆体锚入围岩后逐渐升温至环境温度,

T 为地层温度, $^{\circ}\text{C}$; P_1 、 P_2 、 P_3 分别为均匀外部围岩应力、内部锚杆杆体径向反力和裂隙带外侧围岩应力, MPa; d_1 、 d_2 、 d_3 、 d_c 分别为锚杆杆体半径、锚固剂层半径、围岩层半径和裂隙发育范围半径, mm。将锚固体简化成由围岩层、锚固剂层与锚杆杆体构成的一组相互黏结的同心厚壁圆筒,如图4(a)所示。假设:1)锚固体各项组成是均匀、各向同性材料;2)锚杆径向横截面积保持不变,不考虑锚杆泊松比的影响;3)锚固体所受应力场为均匀应力场,不考虑侧压系数。

所产生的层间温度应力较小,可以忽略。第一界面上应力环境主要由外部围岩应力 P_1 及轴向荷载 F 共同作用,从锚固体受力后产生弹性无裂纹、部分裂纹和贯穿裂纹等3种状态进行分析。

2.2.1 锚固体无裂纹状态

锚杆锚固体受力后,其两个锚固界面上的锚杆杆体、锚固剂层及围岩层径向位移相等,即:

$$u_r^1|_{r=d_1} = u_r^2|_{r=d_1} \quad (1)$$

$$u_r^2|_{r=d_2} = u_r^3|_{r=d_2} \quad (2)$$

式(1)~(2)中, r 为锚杆杆体内直径(除去表面轮廓高度), $u_r^1|_{r=d_1}$ 、 $u_r^2|_{r=d_1}$ 、 $u_r^2|_{r=d_2}$ 、 $u_r^3|_{r=d_2}$ 分别为锚杆杆体、锚固剂层在第一界面处的径向位移及锚固剂层、围岩层在第二界面处的径向位移。

针对第二界面由弹性力学厚壁圆筒,用拉梅解(Lame)解得:当 $d_2 \leq r \leq d_3$ 时,第二界面正应力 σ_r^{3-2} 、切应力 σ_{θ}^{3-2} (θ 为角度)及围岩层径向位移 u_r^3 分别为:

$$\sigma_r^{3-2} = -\frac{\frac{d_3^2}{r^2} - 1}{\frac{d_3^2}{d_2^2} - 1} P_{3-2} - \frac{1 - \frac{d_2^2}{r^2}}{1 - \frac{d_2^2}{d_3^2}} P_1 \quad (3)$$

$$\sigma_{\theta}^{3-2} = \frac{\frac{d_3^2}{r^2} + 1}{\frac{d_3^2}{d_2^2} - 1} P_{3-2} - \frac{1 + \frac{d_2^2}{r^2}}{1 - \frac{d_2^2}{d_3^2}} P_1 \quad (4)$$

$$u_r^3 = \left((d_2^2 P_{3-2} - d_3^2 P_1) \cdot (1 - \nu_3) r - d_2^2 d_3^2 (P_1 - P_{3-2}) \cdot (1 + \nu_3) \frac{1}{r} \right) \Big/ E_3 (d_3^2 - d_2^2) \quad (5)$$

式(3)~(5)中, P_{3-2} 为围岩与锚固剂层界面相互作用力, ν_3 为围岩比, E_3 为围岩弹模。

同理, 当 $d_1 \leq r \leq d_2$ 时, 第一、二界面正应力 σ_r^{2-1} 、切应力 τ_r^{2-1} 及围岩层径向位移 u_r^2 分别为:

$$\sigma_r^{2-1} = -\frac{\frac{d_2^2}{r^2} - 1}{\frac{d_2^2}{d_1^2} - 1} P_{2-1} - \frac{1 - \frac{d_1^2}{r^2}}{1 - \frac{d_1^2}{d_2^2}} P_{3-2} \quad (6)$$

$$\sigma_\theta^{2-1} = \frac{\frac{d_2^2}{r^2} + 1}{\frac{d_2^2}{d_1^2} - 1} P_{2-1} - \frac{1 + \frac{d_1^2}{r^2}}{1 - \frac{d_1^2}{d_2^2}} P_{3-2} \quad (7)$$

$$u_r^2 = \left((d_1^2 P_{2-1} - d_2^2 P_{3-2}) \cdot (1 - \nu_2) r - d_1^2 d_2^2 (P_{3-2} - P_{2-1}) \cdot (1 + \nu_2) \frac{1}{r} \right) \Big/ E_2 (d_2^2 - d_1^2) \quad (8)$$

式(6)~(8)中, P_{2-1} 为锚固剂层与锚杆界面相互作用力, ν_2 为锚固剂层泊松比, E_2 为锚固剂弹模。

当 $0 < r \leq d_1$ 时, 锚固体中第一界面, 即锚杆杆体的应力、位移分量及 u_r^1 分别为:

$$\sigma_r^1 = -P_{2-1} = -P_2 \quad (9)$$

$$\sigma_\theta^1 = -P_{2-1} = -P_2 \quad (10)$$

$$u_r^1 = -\frac{(1 - \nu_1) P_2}{E_1} r \quad (11)$$

式中, ν_1 为锚杆泊松比, E_1 为锚杆弹模。

将式(5)、(8)和(11)代入式(1)、(2)中, 通常认为5倍锚洞直径(d_2)以外范围围岩变形较小, 则围岩层厚度选取为锚杆杆体直径的5倍, 即 $d_3 = 5d_2$; 此外, 锚固剂层厚度以4~6 mm为宜, 则 $d_1 = (0.75 \sim 0.80)d_2$, 本文计算取 $d_1 = 0.80d_2$, 可得到在围岩应力场 P_1 作用下锚杆杆体径向反力 P_2 :

$$P_1 = \left(\left(0.52 + 0.48\nu_3 - \frac{72E_3\nu_2}{150E_2} - \frac{328E_3}{150E_2} \right) \cdot (0.82 - 0.18\nu_2 - \frac{9E_2}{50E_1} (1 - \nu_1)) - \frac{256E_3}{150E_2} \right) P_2 \quad (12)$$

$$\text{令 } m = \frac{E_3}{E_2}, n = \frac{E_2}{E_1}, \text{ 代入式(12)中得:}$$

$$P_2 = P_1 / \left((0.52 + 0.48\nu_3 - 0.48m\nu_2 - 2.19m) \cdot (0.82 - 0.18\nu_2 - 0.18n(1 - \nu_1)) - 1.71m \right) \quad (13)$$

当锚固体受到轴向拉拔荷载 F 时, 轴向拉拔力产生的侧向剪胀力 F_1 为:

$$F_1 = F \tan i \quad (14)$$

式中, i 为锚固界面剪切滑移角, 根据Han等^[30]的研究得出 i 的范围:

$$\frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{d_1^2 - r^2}{d_1 L} \cos \phi + \sin \phi \right) - \frac{\phi}{2} \geq i \geq \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{d_1^2 - r^2}{d_1 L} \cos \phi + \sin \phi \right) - \frac{\phi}{2} \quad (15)$$

式中: L 为锚杆表面凸起轮廓间距; ϕ 为锚固剂材料内摩擦角, 取值随温度变化而变化。根据式(15)计算锚固界面剪切滑移角取值范围为 $3^\circ \sim 18^\circ$ 。

在轴向拉拔力作用下, 第一界面的正应力 σ_n 为:

$$\sigma_n = P_2 + F_1 \quad (16)$$

当锚固体径向处于无裂纹状态时, 第一界面径向位移微小, 界面受轴力作用最终发生贯穿剪切破坏失锚, 无裂纹时锚固界面剪切滑移破坏如图6所示。剪切面上存在锚杆-锚固剂黏结面和锚固剂自身剪切, 对于煤矿通用的锚杆杆体, 其表面轮廓中肋宽通常远小于肋间距。因此, 锚杆-锚固剂界面黏结力比锚固剂自身的强度小得多, 该部分在界面剪切强度计算中忽略不计。将式(12)、(14)代入式(16), 结合摩尔-库伦原理得:

$$\tau = c + (P_1 / (0.52 + 0.48\nu_3 - 0.48m\nu_2 - 2.19m) \cdot (0.82 - 0.18\nu_2 - 0.18n(1 - \nu_1)) - 1.71m) + F \tan i) \tan \phi \quad (17)$$

式中, c 为黏聚力。

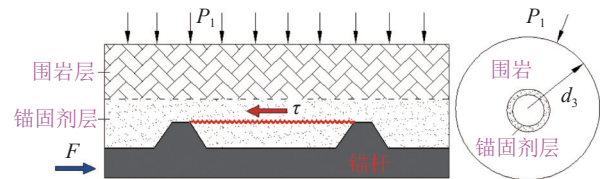


图 6 无裂纹时锚固界面剪切滑移破坏

Fig. 6 Shear slip failure without crack at anchorage interface

式(17)即为第一锚固界面无裂纹发育、受围岩压力作用产生剪切破坏时界面的剪切阻力。可以看出, 第一界面剪切强度与组成锚固体材料的自身物理力学性质、外部围岩应力和轴向荷载等均有关。

2.2.2 部分裂纹状态受力分析

当第一界面锚固剂层强度一般时, 受轴向荷载径向分力作用, 先达到锚固剂层极限拉应力, 并逐渐向外部围岩层传递。当峰值拉应力超过外部各层的极限拉应力时, 由锚固体内部第一界面开始产生径向裂缝。当内部径向应力尚未达到围岩层最外侧的极限承载能力时, 锚固体不发生径向贯穿裂缝破坏, 部分裂纹时锚固界面剪胀滑移破坏如图7所示。由图7

可知,锚固体围岩层外部仍存在弹性层,内部发育裂纹,裂纹发育范围 $d_1 < d_c < d_3$ 。外部围岩应力通过弹性区与裂隙区作用在锚固界面上,锚固体径向方向裂纹发育至 d_c ,外部弹性厚壁圆筒在内壁处于弹性极限状态,此时弹塑交界面上应力为 P_c ,围岩层外部弹性区域的剪应力 σ_θ^{3-c} 分布为:

$$\sigma_\theta^{3-c} = \frac{d_3^2}{r^2} + 1 P_c - \frac{1 + \frac{d_c^2}{r^2}}{1 - \frac{d_c^2}{d_3^2}} P_1 \quad (18)$$

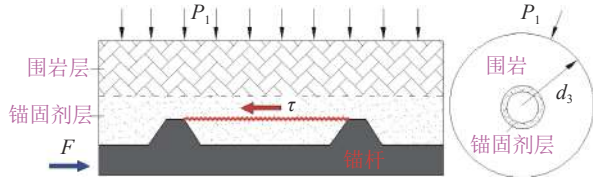


图7 部分裂纹时锚固界面剪胀滑移破坏

Fig. 7 Shear expansion and sliding failure of anchorage interface in case of partial cracks

当取 $r = d_c$ 时, $\sigma_\theta^{3-c} = \sigma_{拉}$, $\sigma_{拉}$ 为围岩层自身拉应力,则弹塑性区界面所受径向应力 P_c 为:

$$P_c = \frac{\sigma_{拉}(d_3^2 - d_c^2) + 2d_3^2 P_1}{d_3^2 + d_c^2} \quad (19)$$

将围岩应力经内部裂隙区传递至锚固界面上,其表达式由式(20)表示。

$$2\pi P_c d_c = 2\pi P_2 d_1 \quad (20)$$

由于锚固体内部产生裂隙,界面受径向分力作用会产生剪切膨胀,从而发生剪胀-滑移破坏。围岩径向应力与锚固界面垂直,并沿锚固长度不发生变化。锚固界面受轴向拉拔力作用,当拉拔力较小时,界面处于弹性变形阶段;随着拉拔荷载增加,锚固界面产生局部挤压破坏形成准滑移面,该面的角度就是锚固界面剪切滑移角 i ,此时在准滑移面上形成应力平衡。滑移面上的正应力 σ_n^i 和切向应力 τ^i 方向平衡式为:

$$\sigma_n^i = P_2 \cos i + \frac{F}{A} \sin i \quad (21)$$

$$\tau^i = \frac{F}{A} \cos i - P_2 \sin i \quad (22)$$

式(21)~(22)中, A 为界面破坏时的锥形面积, $A = \pi(d_1^2 - r^2) \sin i$, $d_1 = r + h$, d_1 、 r 、 h 分别为锚杆杆体表面轮廓的外直径、内直径和肋高。

随着轴向拉拔力逐渐增大,滑移面上切应力满足式(23):

$$\tau^i = c + \sigma_n^i \tan \phi \quad (23)$$

若滑移面产生滑动,将式(21)、(22)代入式(23),消除 τ^i 、 σ_n^i 得:

$$\frac{F}{\pi(d_1^2 - r^2) \sin i} = \frac{c}{\cos i - \sin i \tan \phi} + \frac{\cos i \tan \phi + \sin i}{\cos i - \sin i \tan \phi} P_2 \quad (24)$$

其中:

$$\cos i \tan \phi + \sin i = \frac{\sin(i + \phi)}{\cos \phi} \quad (25)$$

$$\cos i - \sin i \tan \phi = \frac{\cos(i + \phi)}{\cos \phi} \quad (26)$$

将式(19)、(20)、(24)和(25)代入式(23)得出:

$$F = \pi(d_1^2 - r^2) \cdot \left(\frac{\cos \phi}{\sin i \cos(i + \phi)} c + \frac{(\sigma_{拉}(d_3^2 - d_c^2) + 2d_3^2 P_1) \tan(i + \phi) d_c}{(d_3^2 + d_c^2) d_1 \sin i} \right) \quad (27)$$

2.2.3 贯穿裂纹状态受力分析

若锚固体围岩层最外侧受内部径向应力作用超过其弹性极限,整个锚固体围岩层最远端进入塑性,围岩发生贯穿裂隙,贯穿裂纹时锚固界面剪胀滑移破坏如图8所示。锚固体外部受围岩应力作用,第一锚固界面上应力为:

$$2\pi P_1 d_3 = 2\pi P_2 d_1 \quad (28)$$

将式(28)代入式(23)并结合(25)、(26)和(27)得:

$$F = \pi(d_1^2 - r^2) \cdot \left(\frac{\cos \phi}{\sin i \cos(i + \phi)} c + \frac{d_3 \tan(i + \phi)}{d_1 \sin i} P_1 \right) \quad (29)$$

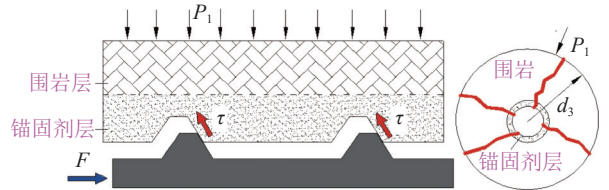


图8 贯穿裂纹时锚固界面剪胀滑移破坏

Fig. 8 Shear expansion sliding failure of anchorage interface during through crack

综合未贯穿及贯穿裂纹状态可以看出,当发生膨胀滑移时,轴力必须克服两个阻力:一部分是由黏聚力产生的,另一部分是由围岩应力产生的。轴向荷载的大小取决于锚杆杆体肋的几何参数、锚固剂材料的力学性质和锚固界面剪切滑移角 i 。

2.3 锚固界面温度损伤模型建立

2.3.1 建立方法

试验中,锚杆杆体通常选择螺纹钢材质,围岩采

用混凝土。钢材与混凝土的热膨胀系数相近且很小,实际工程及试验中的高温环境对两者的力学性能影响较小,故忽略因温度变化导致的混凝土膨胀或收缩及由此产生的温度应力。但由室内试验得出,锚固体力学性质受环境温度影响较大。可见,树脂锚固剂对温度变化反应敏感。从损伤力学角度分析,树脂锚固材料受高地温作用会产生内部微元损伤,在应力作用下内部微缺陷逐步发展,从而在宏观上影响锚固材料的力学性能,出现锚固强度降低的现象。选取常用的中速树脂锚固剂,进行室内不同温度环境下树脂锚固剂材料的剪切试验,测得树脂锚固剂材料内摩擦角 ϕ 与黏聚力 c 随温度 T 的变化规律,不同温度环境下树脂锚固剂力学参数拟合曲线如图9所示。

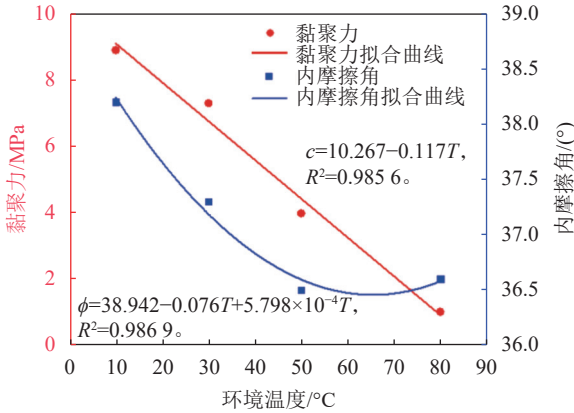


图9 不同温度环境下树脂锚固剂力学参数拟合曲线

Fig. 9 Fitting curves of mechanical parameters of resin anchoring agent at different temperatures

由图9可知,内摩擦角与黏聚力随温度的升高而不断降低,通过曲线拟合获得表达式:

$$c = a_1 T + b_1 \quad (30)$$

$$\phi = a_2 T^2 + b_2 T + c_2 \quad (31)$$

式(30)~(31)中, $a_1 = -0.117$, $b_1 = 10.267$, $a_2 = 5.798 \times 10^{-4}$, $b_2 = -0.076$, $c_2 = 38.942$ 。

根据深部煤炭开采实际地温工况,分析式(30)和(31),认为温度采用10~100 °C为宜。假设锚固界面上任意微段失效前处于弹性变形阶段,且锚固层破坏服从Mohr-Coulomb准则,则温度压力耦合作用会影响第一界面变形破坏规律。

2.3.2 温压耦合作用下界面失锚破坏方程

若要建立第一界面温度与围压耦合作用下锚杆锚固体失锚破坏方程,需考虑温度对树脂锚固材料的弱化作用,即将式(30)、(31)代入锚固体不同破坏类型方程式中,从而导出锚固体在温度-压力耦合环境下第一界面剪切破坏计算式。

1) 弹性围岩-剪切-滑移型:

$$\tau = F \tan i \tan(a_2 T^2 + b_2 T + c_2) + a_1 T + b_1 + P_1 \tan(a_2 T^2 + b_2 T + c_2) / ((0.52 + 0.48v_3 - 0.48mv_2 - 2.19m) \cdot (0.82 - 0.18v_2 - 0.18n(1 - v_1)) - 1.71m) \quad (32)$$

2) 未贯穿围岩-剪胀-滑移型:

$$F = \pi(d_1^2 - r^2) \cdot (\cos(a_2 T^2 + b_2 T + c_2) \cdot (a_1 T + b_1) / \sin i \cos(i + a_2 T^2 + b_2 T + c_2) + (\sigma_{拉}(d_3^2 - d_c^2) + 2d_3^2 P_1) \tan(i + a_2 T^2 + b_2 T + c_2) d_c / (d_3^2 + d_c^2) d_1 \sin i) \quad (33)$$

3) 贯穿围岩-剪胀-滑移型:

$$F = \pi(d_1^2 - r^2) \cdot (\cos(a_2 T^2 + b_2 T + c_2) \cdot (a_1 T + b_1) / \sin i \cos(i + a_2 T^2 + b_2 T + c_2) + P_1 d_3 \tan(i + a_2 T^2 + b_2 T + c_2) / d_1 \sin i) \quad (34)$$

综上所述,温度压力耦合作用下的锚固体失效破坏规律复杂,不同围岩应力及温度环境会改变锚固体界面破坏类型。锚杆锚固体第一界面失锚破坏规律与所处围岩应力、温度环境和锚固体各组成间的弹性模量比等参数相关。

3 不同因素影响性分析

3.1 不同围岩应力环境

针对锚杆锚固体不同破坏模式,固定其他参数,变化围岩应力环境值。现最深煤炭开采达1 500 m,选择应力范围为0~38 MPa,压力梯度为2 MPa,计算随围岩应力增加,相同轴向荷载作用下,不同围压第一界面剪切应力变化,结果如图10所示。

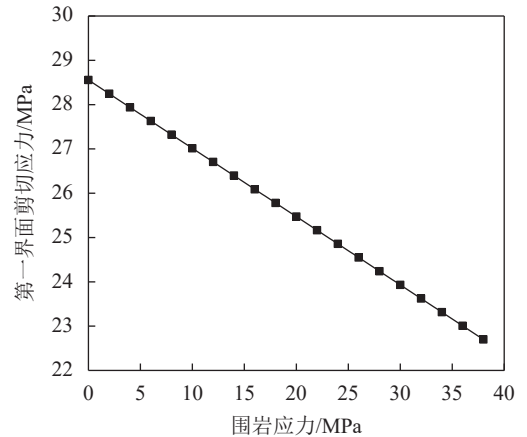


图10 不同围压第一界面剪切应力变化

Fig. 10 Variation of shear stress at the first interface under different confining pressures

由图10可知,当围岩温度环境一定时,在轴向拉拔荷载作用下围岩始终保持弹性状态。通常岩石类材料的弹性状态变形量微小,因此,判断此时的界面破坏以剪切滑移破坏为主。随着围岩应力增加,界面

剪切应力线性降低,即围岩应力可增强第一界面抗剪切能力,提高锚固体承受拉拔荷载能力。当围岩应力为0时,第一界面剪切力为28.2 MPa;围岩应力为10.0、20.0和30.0 MPa时,第一界面剪切力分别下降4.44%、9.57%和18.00%。在深部地层开采中,当围岩强度较高时,围岩应力增加会增大,锚固体界面的抗剪切破坏能力,但同时也会增加巷道围岩变形量及锚杆杆体轴向荷载。

不同围压下第一界面极限轴向荷载如图11所示。由图11可知:当围岩温度环境一定时,轴向拉拔荷载作用下锚固体围岩出现径向裂纹,若裂纹较大贯穿外部围岩,此时围岩径向位移量较大,界面破坏以剪胀滑移破坏为主。随着围岩应力增加,第一界面变形破坏时锚固体所需的轴向拉拔荷载不断增大。若锚固界面为未贯穿-剪胀滑移破坏,无围压时,界面破坏极限轴向荷载为66.1 kN;围岩应力不断增大至10、20和30 MPa时,轴向荷载分别增大2.16、4.33和6.49倍。若锚固界面为贯穿-剪胀滑移破坏,无围压时,界面破坏极限轴向荷载为49.9 kN;围岩应力不断增大至10、20和30 MPa时,轴向荷载分别增加3.61、7.23和10.83倍。当锚固体围岩产生径向裂隙时,围岩应力对第一界面剪切破坏影响程度较未产生裂隙时大幅度增高;随着裂隙发育至锚固体围岩边缘,围压对界面破坏影响继续加剧。总体可见,锚固体在轴向荷载作用下若产生径向裂隙,其外部围岩应力对锚固界面破坏规律影响较大。

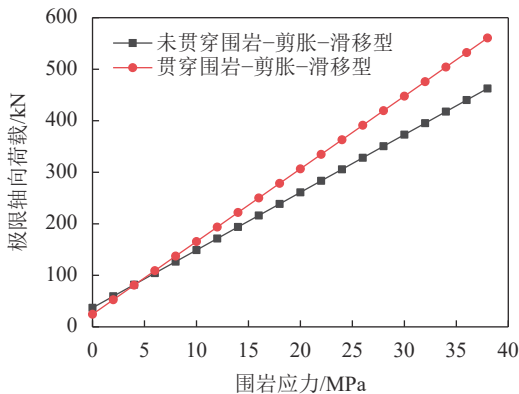


图11 不同围压下第一界面极限轴向荷载

Fig. 11 Ultimate axial load of the first interface under different confining pressures

3.2 不同弹性模量比影响分析

深部煤炭开采中支护锚杆杆体通常采用螺纹钢材质,使用树脂锚固剂作为黏结剂。式(34)中, n 为锚杆与锚固剂弹性模量比值,其中深部地层使用的锚杆多为金属锚杆,弹性模量取值约为200 GPa, n 取值约为0.06。当锚杆杆体锚入不同岩性围岩中,由于围岩强度不同,其围岩与锚固剂弹性模量比值 m 也不定,

故 m 取值为0.5~4.5,并以1.0倍为梯度。

不同岩性强度下第一界面剪切应力变化如图12所示。由图12可知,随着 m 的增大,围岩自身强度不断增大,在轴向拉拔荷载作用下,若围岩保持弹性状态,第一界面剪切应力受围岩应力影响逐渐减弱。当 $m=0.5$ 时,锚固体受围岩应力作用影响较大。当无围岩应力时,第一界面剪切力为36 MPa;当围岩应力为10、20和30 MPa时,相对于无围岩应力,第一界面剪切力分别下降21.94%、43.81%及36.02%。当 $m=2.5$ 时,锚固体无围岩应力,第一界面剪切力为36 MPa;围岩应力为10、20和30 MPa时,第一界面剪切力分别下降3.37%、6.64%和10.0%。当无围岩应力作用时,不同 m 值的第一界面剪切应力基本一致;而随着围岩增加界面剪切应力下降,下降速率随 m 值增大逐渐增大。例如:围岩应力增加至10 MPa,当 m 值为0.5、1.5、2.5、3.5、4.5时,第一界面剪切应力分别降低21.94%、5.84%、3.37%、2.37%和1.83%。综上,深部地层开采时,若被支护围岩强度软弱,锚固界面剪切破坏易受围岩应力影响;随着被支护围岩强度增加,锚固界面受围岩应力影响较小。因此,深部软弱破碎围岩锚固支护更困难。

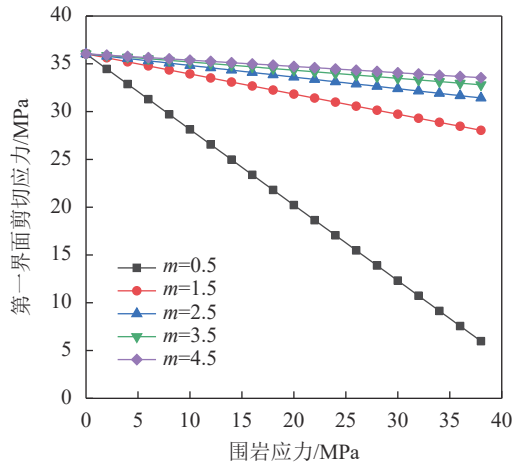


图12 不同岩性强度第一界面剪切应力变化

Fig. 12 Variation of shear stress at the first interface with different lithologic strength

3.3 不同地温环境影响分析

针对锚固体不同破坏模式,模拟地温为10、30、50和80 °C环境下,不同围岩应力作用下锚固体界面力学性质变化,应力范围为0~38 MPa,压力变化幅度为2 MPa,计算结果如图13、14、15所示。

由图13可知,相同的轴向拉拔荷载和围岩应力作用下,随着锚固体所处环境温度升高,第一界面剪切应力不断下降。当无围压作用时,10 °C环境下第一界面剪切应力为36.44 MPa;温度为30、50和80 °C时,第一界面剪切应力分别为34.84、31.52和28.55 MPa。当围压为10 MPa时,10 °C环境下第一界面剪切应力

为34.90 MPa; 温度为30、50和80 °C时, 第一界面剪切应力分别下降4.39%、4.89%和5.39%。锚固体所受轴力一定且围岩完好时, 随围岩应力增大, 界面剪切应力降低, 锚固体的轴向荷载能力提升。

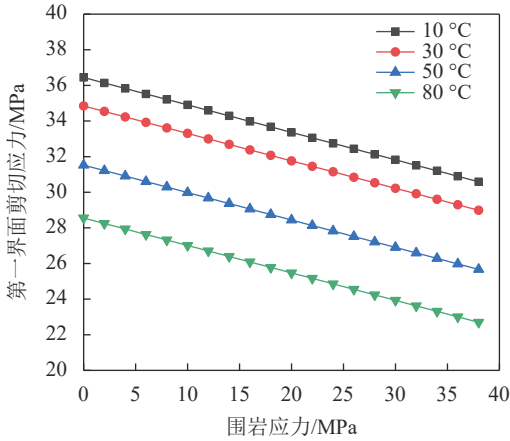


图 13 不同温度下第一界面剪切应力变化

Fig. 13 Variation of shear stress at the first interface under different temperatures

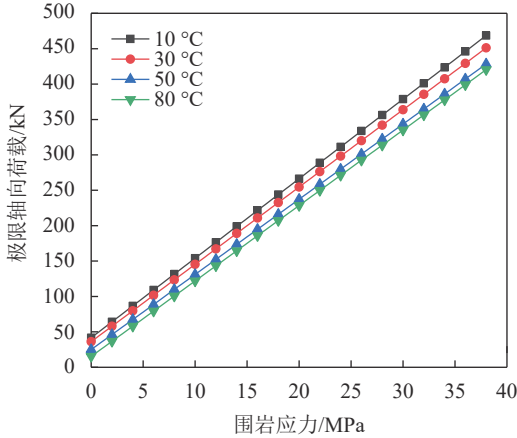


图 14 不同温度下未贯穿围岩锚固体极限轴向荷载

Fig. 14 Ultimate axial load of anchor without penetrating surrounding rock under different temperatures

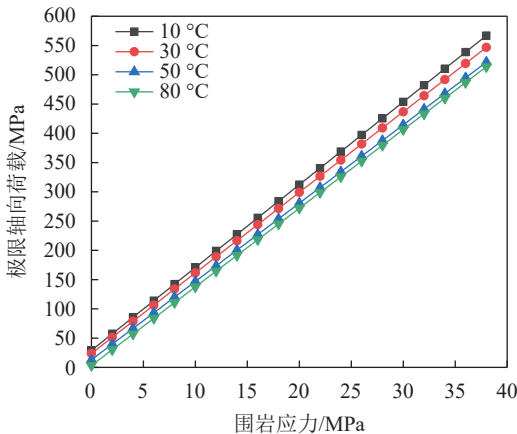


图 15 不同温度下贯穿围岩锚固体极限轴向荷载

Fig. 15 Ultimate axial load of anchor through surrounding rock under different temperatures

由图14可知: 若锚固体围岩处于有裂纹发育但未贯穿围岩, 即锚固体外部围岩存在弹性区域, 随着围岩应力增加, 锚固体界面所能承受轴向拉拔荷载快速增长; 随环境温度升高, 界面承受的极限拉拔荷载降低。当锚固体不受围岩应力作用, 环境温度为10 °C时, 界面极限拉拔荷载为41.68 kN; 随着环境温度上升为30、50和80 °C时, 锚固界面极限轴向荷载分别为36.06、24.88和15.28 kN。随着环境温度界面极限轴向荷载逐渐减小, 环境温度为30 °C且无围岩应力时, 第一界面所能承受的极限轴向荷载为36.06 kN; 随着围岩应力增大为10、20和30 MPa时, 第一界面极限轴向荷载分别为145.31、299.07和436.73 kN。

由图15可知, 若锚固体围岩处于裂纹发育且已贯穿围岩, 即锚固体外部围岩不存在弹性区域。随着围岩应力增加, 锚固体界面所能承受轴向拉拔荷载大幅度增长; 随环境温度升高, 界面承受极限拉拔荷载降低。当锚固体不受围岩应力且环境温度为10 °C时, 界面极限拉拔荷载为29.04 kN; 随着环境温度上升为30、50和80 °C时, 锚固界面极限轴向荷载分别为23.77、12.93和3.28 kN。随着环境温度界面极限轴向荷载逐渐减小, 当环境温度为30 °C且无围岩应力时, 锚固界面能承受的极限轴向荷载为23.77 kN; 随着围岩应力增大为10、20和30 MPa时, 锚固体锚固界面极限轴向荷载分别为161.42、299.07和363.80 kN。综上, 当锚固体围岩发生径向破裂, 第一界面受围岩应力影响程度较围岩完整时大幅度提高, 锚固体径向产生裂隙, 说明被锚围岩相对强度较弱; 当界面极限拉拔轴力受围岩应力作用不断提高时, 锚固体轴向失锚可能发生于第二界面或锚杆杆体组件断开。

4 试验对比验证

在不同室内温度环境下开展拉拔试验, 验证式(32)~(34)的合理性, 各公式计算参数如表2所示。

当锚固体围岩处于弹性状态时, 锚固体发生失锚, 由式(32)进行第一界面剪切应力计算。以钢管围岩拉拔试件为例, 在锚杆杆体中预先设置应变片, 通过应变片变化值计算锚固体该处第一界面剪切应力, 环境温度为20~70 °C时, 最大应变分别为12.9、11.1和9.8 μm 。试件外部围压 P_1 为0, 锚固界面为剪切滑移破坏, 界面滑移角 i 取5°。根据式(32), 由表2的参数计算得出, 温度为20、50和70 °C时, 第一界面最大剪切应力分别为29.18、24.86和21.36 MPa, 式(32)计算值与试验值误差分别为7.61%、6.72%和4.12%。此外, C60围岩锚固体温度为70 °C时, 锚固体围岩未发生破裂, 第一界面最大剪切应力为6.57 MPa, 式(32)计算值与试验值误差为7.23%。

由图3可知:C60围岩锚固体进入部分破裂阶段发生失锚现象,由式(33)计算第一界面剪切应力。试件外部围压 P_1 为0,C60混凝土抗拉强度为4.75 MPa,厚壁圆筒内壁抗拉强度为其材料的2.5~3.5倍^[27],

表2 公式计算参数

Tab. 2 Formula calculation parameters

温度/℃	锚杆杆体外轮廓半径/mm	锚固剂层半径/mm	围岩层半径/mm	锚杆杆体内部半径/mm	锚杆杆体泊松比	锚固剂泊松比	锚杆杆体弹性模量/GPa	锚固剂弹性模量/GPa	锚固剂内聚力/GPa	锚固剂内摩擦角/(°)
20	11.0	16.0	75.0	9.8	0.30	0.23	210.0	16.3	7.93	37.65
50	11.0	16.0	75.0	9.8	0.30	0.32	210.0	11.2	4.42	36.59
70	11.0	16.0	75.0	9.8	0.30	0.36	210.0	8.1	2.08	36.46

当锚固体围岩产生贯穿破裂时,锚固体发生失锚,由式(34)计算界面剪切应力。以锚杆拉拔试验中C20围岩锚固体拉拔试件为例,试件外部无围压,锚固界面为剪胀滑移破坏,锚固界面剪切滑移角 i 仍取 3° 。由表2参数计算得出,当温度为20、50和70℃时,锚固体极限轴向荷载分别为63.31、48.23和35.50 kN,式(36)计算值与试验值误差分别为13.13%、-1.57%和-8.97%。此外,当C40围岩锚固体温度为20℃时,锚固体的极限轴向荷载为151.2 kN,与式(34)的计算误差为9.27%。综上所述,对比计算与试验结果,表明式(32)~(34)计算值误差在可接受范围。

5 结论

本文针对深部地层高地温、高地应力环境下巷道围岩树脂锚固支护结构稳定性降低问题,开展室内拉拔试验及锚固体变形破坏的理论分析,主要结论如下:

1)通过不同温度环境下的拉拔试验发现,锚固体锚固力随着环境温度升高或围岩强度下降而减小,锚固体第一界面破坏形式分为弹性围岩-剪切-滑移型、未贯穿围岩-剪胀-滑移型及贯穿围岩-剪胀-滑移型3类。

2)分析树脂锚固体受力状态,建立基于弹塑性力学的双层厚壁圆筒力学模型,推导了考虑锚固体受围岩应力作用时径向未破裂、裂纹未贯穿和裂纹贯穿的3种模式下第一界面剪切力或最大轴向荷载的计算公式。

3)拟合树脂锚固剂材料内摩擦角 ϕ 与黏聚力 c 、环境温度 T 间的数值关系,导入树脂锚固体3种破坏模式下的计算式,获得考虑温度压力耦合作用的第一界面剪切力或最大轴向荷载的计算公式,并进行试验数据与计算数据对比,得出误差在可接受范围。

4)通过不同因素影响性分析,得出当锚固体围岩产生径向裂隙时,围岩应力对第一界面剪切破坏的影响程度较未产生裂隙时大幅度增高;锚固体外

$\sigma_{拉}$ 取16 MPa。锚固界面为剪胀滑移破坏,剪切滑移角 i 取 3° 。由表2参数计算得出,当温度为20、50℃时,锚固体极限轴向荷载分别为151.17和121.91 kN,式(35)计算值与试验值误差分别为4.50%和-11.33%。

部围岩存在弹性区域时,随着围岩应力增加,锚固体界面所能承受轴向拉拔荷载快速增长;随环境温度升高,界面承受极限拉拔荷载降低。

参考文献:

- [1]Jing Hongwen,Meng Qingbin,Zhu Junfu,et al.Theoretical and technical progress of stability control of broken rock zone of deep roadway surrounding rock[J].*Journal of Mining & Safety Engineering*,2020,37(3):429-442.[靖洪文,孟庆彬,朱俊福,等.深部巷道围岩松动圈稳定控制理论与技术进展[J].*采矿与安全工程学报*,2020,37(3):429-442.]
- [2]Xie Heping.Research review of the state key research development program of China:Deep rock mechanics and mining theory[J].*Journal of China Coal Society*,2019,44(5):1283-1305.[谢和平.深部岩体力学与开采理论研究进展[J].*煤炭学报*,2019,44(5):1283-1305.]
- [3]Cao Daiyong,Qin Guohong,Zhang Yan,et al.Classification and combination relationship of mineral resources in coal measures[J].*Journal of China Coal Society*,2016,41(9):2150-2155.[曹代勇,秦国红,张岩,等.含煤岩系矿产资源类型划分及组合关系探讨[J].*煤炭学报*,2016,41(9):2150-2155.]
- [4]He Manchao.Research progress of deep shaft construction mechanics[J].*Journal of China Coal Society*,2021,46(3):726-746.[何满潮.深部建井力学研究进展[J].*煤炭学报*,2021,46(3):726-746.]
- [5]Liu Xuesheng,Fan Deyuan,Tan Yunliang,et al.Failure evolution and instability mechanism of surrounding rock for close-distance parallel chambers with super-large section in deep coal mines[J].*International Journal of Geomechanics*,2021,21(5):1-13.
- [6]Kang Hongpu,Jiang Pengfei,Huang Bingxiang,et al.Roadway strata control technology by means of bolting-modification-destressing in synergy in 1 000 m deep coal mines[J].*Journal of China Coal Society*,2020,45(3):845-864.[康红普,姜鹏飞,黄炳香,等.煤矿千米深井巷道围岩支护-改性-卸压协同控制技术[J].*煤炭学报*,2020,45(3):845-864.]

- [7] Wu Jiwen, Wang Guangtao, Zhai Xiaorong, et al. Geothermal geological characteristics and geothermal resources evaluation of Huainan mining area[J]. *Journal of China Coal Society*, 2019, 44(8): 2566–2578. [吴基文, 王广涛, 翟晓荣, 等. 淮南矿区地热地质特征与地热资源评价[J]. *煤炭学报*, 2019, 44(8): 2566–2578.]
- [8] Yao Weijing, Pang Jianyong. The status and progress of the research on thermal environment of deep mine in China[J]. *Mining Safety & Environmental Protection*, 2018, 45(1): 107–111. [姚韦靖, 庞建勇. 我国深部矿井热环境研究现状与进展[J]. *矿业安全与环保*, 2018, 45(1): 107–111.]
- [9] Zhang Bo, Xue Panyuan, Liu Lang, et al. Exploration on the method of ore deposit–geothermal energy synergetic mining in deep backfill mines[J]. *Journal of China Coal Society*, 2021, 46(9): 2824–2837. [张波, 薛攀源, 刘浪, 等. 深部充填矿井的矿床–地热协同开采方法探索[J]. *煤炭学报*, 2021, 46(9): 2824–2837.]
- [10] Bi Shike, Wan Zhijun, Zhang Hongwei, et al. Research on development and utilization of geothermal resources in Tangkou Coal Mine[J]. *Coal Science and Technology*, 2018, 46(4): 208–214. [毕世科, 万志军, 张洪伟, 等. 唐口煤矿地热资源开发及利用研究[J]. *煤炭科学技术*, 2018, 46(4): 208–214.]
- [11] Wang Guiling, Zhang Wei, Liang Jiyun, et al. Evaluation of geothermal resources potential in China[J]. *Acta Geoscientica Sinica*, 2017, 38(4): 449–450. [王贵玲, 张薇, 梁继运, 等. 中国地热资源潜力评价[J]. *地球学报*, 2017, 38(4): 449–450.]
- [12] Wang Qi, He Manchao, Li Shucui, et al. Comparative study of model tests on automatically formed roadway and gob-side entry driving in deep coal mines[J]. *International Journal of Mining Science and Technology*, 2021, 31(4): 591–601.
- [13] Xue Chengchun, Cao Anye, Guo Wenhao, et al. Mechanism of coal burst and prevention practice in deep asymmetric isolated coal pillar: A case study from Yaoqiao coal mine[J]. *Shock and Vibration*, 2021: 3751146.
- [14] Siwek S. Earth tides and seismic activity in deep coal mining[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2021, 148: 104972.
- [15] Xiao Xiaochun, Zhu Heng, Liu Haiyan, et al. Distinct element modeling of deep underground slip failure of coal rock mass with weak interlayers[J]. *Arabian Journal of Geosciences*, 2021, 14(22): 2345.
- [16] Yazici S, Kaiser P K. Bond strength of grouted cable bolts[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1992, 29(3): 279–292.
- [17] Tefpers R. Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars[J]. *Magazine of Concrete Research*, 1979, 31(106): 3–12.
- [18] Heytt. Mechanics of band and slip of deformed bars in concrete[J]. *Journal of American Concrete Institute*. 2003, 64(11): 711–721.
- [19] Cao Chen, Ren Ting, Cook C, et al. Analytical approach in optimising selection of rebar bolts in preventing rock bolting failure[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2014, 72: 16–25.
- [20] Cao Chen, Ren Ting, Chris C. Introducing aggregate into grouting material and its influence on load transfer of the rock bolting system[J]. *International Journal of Mining Science and Technology*, 2014, 24(3): 325–328.
- [21] Wu Tao, Cao Chen, Han Jun, et al. Effect of bolt rib spacing on load transfer mechanism[J]. *International Journal of Mining Science and Technology*, 2017, 27(3): 431–434.
- [22] Shang J, Yokota Y, Zhao Z, et al. DEM simulation of mortar-bolt interface behaviour subjected to shearing[J]. *Construction and Building Materials*, 2018, 185: 120–137.
- [23] Li Fuhai, Jin Hesong, Hu Dinghan, et al. Influence of temperature and roughness of surrounding rocks on mechanical behavior of rock bolts[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017, 103: 55–63.
- [24] Li Fuhai, Quan Xiaojuan, Jia Yi, et al. The experimental study of the temperature effect on the interfacial properties of fully grouted rock bolt[J]. *Applied Sciences*, 2017, 7(4): 327.
- [25] Zhou Hui, Xu Rongchao, Zhang Chuanqing, et al. Research on effect of interior bonding section length of prestressed anchor rod[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, 36(9): 2688–2694. [周辉, 徐荣超, 张传庆, 等. 预应力锚杆内锚固段长度效应研究[J]. *岩土力学*, 2015, 36(9): 2688–2694.]
- [26] Xu Bo. Analytical and experimental study on adhesive anchors[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2006. [徐波. 粘结型锚杆锚固理论与试验研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2006.]
- [27] Zhang Faming, Chen Zuyu, Liu Ning. Determination of cohesive strength between rock mass and anchors[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2001, 22(4): 470–473. [张发明, 陈祖煜, 刘宁. 岩体与锚固体间粘结强度的确定[J]. *岩土力学*, 2001, 22(4): 470–473.]
- [28] Han Jun, Chen Qiang, Liu Yuankun, et al. Bond strength between anchor grout and rock or soil masses[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(19): 3482–3486. [韩军, 陈强, 刘元坤, 等. 锚杆灌浆体与岩(土)体间的粘结强度[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(19): 3482–3486.]

[29] Chang X, Wang Guozhu, Liang Zhengzhao, et al. Study on grout cracking and interface debonding of rockbolt grouted system[J]. *Construction and Building Materials*, 2017, 135: 665–673.

[30] Han Jun, Wang Shuren, Chen Ying, et al. Analytical derivation of rib bearing angle of reinforcing bar subject to axial loading[J]. *Magazine of Concrete Research*, 2019, 71(4): 175–183.

Deformation Failure Mechanism of Anchorage Interfaces Under Temperature and Pressure Coupling

LIU Xiaohu^{1,2}, YAO Zhishu^{1,2}, CHENG Hua^{1,2}, ZHA Wenhua³

(1. School of Architecture and Civil Eng., Anhui Univ. of Sci. and Technol., Huainan 232000, China;

2. Research Center of Mine Underground Eng. of Ministry of Education, Anhui Univ. of Sci. and Technol., Huainan 232001, China;

3. School of Civil and Architectural Eng., East China Univ. of Technol., Nanchang 330013, China)

Abstract: In mining, the high temperatures and stresses in deep strata decrease the stability of the rock that surrounds the resin–anchor support structures of roadways, and so a solution is urgently required regarding how to exert effective control over the deformation of such rock. Therefore, it is necessary to study the mechanism for deformation and failure of the interface between the bolt body and the resin anchoring agent under the coupled effect of temperature and pressure. First, a description is given of the current situation regarding deep support engineering in the Li-anghuai mining area, and combined with the results of pull–down tests in different indoor temperature environments, it is concluded that the deformation and damage of resin anchors are aggravated by high temperatures. Next, the axial and radial failure modes of the anchor body under pull–out load are analyzed, and the failure of the first anchorage interface is divided into three modes, i.e., elastic shear slip failure of the surrounding rock, non-penetration shear expansion slip failure, and penetration shear expansion slip failure. Based on elastic–plastic analysis of the stress state of the interface with different failure types of the anchoring interface under the stress of the surrounding rock, and considering the weakening of the mechanical strength of the resin anchoring layer under high temperatures, a calculation model is established for the failure mechanics of the first interface under the coupled effect of the temperature and stress of the surrounding rock. How changes in the surrounding-rock stress, ambient temperature, elastic modulus ratio, and other factors influence the anchorage performance of the first interface is analyzed, and it is concluded that the ultimate axial load of the first interface decreases with increasing temperature. When fissures are either developing in or penetrating the surrounding rock, the influence of its stress on the shear failure of the first anchorage interface is significantly higher than that when there are no fissures. Finally, the proposed calculation model is shown to be effective by comparing its predictions with the results of indoor drawing tests. The present research provides a theoretical basis for controlling the stability of surrounding rock and designing anchor-support parameters for deep roadways.

Key words: temperature and pressure coupling; resin anchor; anchoring interface; failure mechanism; factor analysis

(编辑 周璇)

引用格式: Liu Xiaohu, Yao Zhishu, Cheng Hua, et al. Deformation failure mechanism of anchorage interfaces under temperature and pressure coupling[J]. *Advanced Engineering Sciences*, 2024, 56(4): 108–119. [刘小虎, 姚直书, 程桦, 等. 温压耦合作用下锚固界面变形失效机理[J]. *工程科学与技术*, 2024, 56(4): 108–119.]