文章编号:1009-6582(2019)05-0187-08 DOI: 10.13807/j.cnki.mtt.2019.05.025

德格隧道冒顶和冒落破坏特征及处治技术

严 健[1,2] 何 川[1] 卢岱岳[1] 雷德明[3]
(1 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室,成都 610031; 2 西南交通大学土木工程学院,成都 610031; 3 四川高速发展有限公司,成都 615000)

摘 要 在川藏公路德格隧道施工中相继出现冒顶和冒落事故。文章利用数值模拟和现场测试对围岩及支护的位移和应力特征进行研究,就同一隧道发生冒顶和冒落的破坏特征和机制进行了深入分析,最后提出了相应的处治措施。研究表明:冒顶破坏以碎屑流变为主,而冒落破坏以碎裂变形为主;冒顶发生时拱顶部碎石土出现塑形变形区,冒落发生时因围岩中形成的竖向与水平方向应力差产生扩容现象;浅埋碎石土围岩自稳能力差,施工扰动引起隧道冒顶破坏发生,而深埋绢云石英片岩裂隙发育,受围岩自重和施工爆破影响诱发隧道冒落破坏。基于以上结论,现场主要采用了限制塑性变形及碎裂变形扩展、施作锚注支护体系、实施"强行"联合支护和加强支护参数等关键措施。

关键词 川藏公路 隧道工程 冒顶 冒落 数值模拟 现场测试 破坏特征 处治措施
中图分类号:U455;U458.3 **文献标识码:A**

1 引 言

冒顶多指浅埋隧道开挖和衬砌过程中因开挖或支护不当,顶部大面积垮塌造成伤害的事故。相关学者围绕浅埋隧道围岩自稳性、冒顶破坏特征通过三维离散元、现场测试等进行了分析[1,2],并就浅埋、超浅埋、偏压隧道塌方冒顶的原因进行了探讨[3,4]。冒落是裂隙岩体巷道中常见的、高危性和突发性共存的工程事故[5]。针对冒落问题的研究主要集中在地下工程的破坏模式及失稳过程、变形特性等研究方面[6],Martin 、Castro 等学者研究了在地下开挖中碎裂围岩的破坏及失稳过程[7,8];T.G. Sitharam[9,10]对碎裂岩体利用 FLAC 模拟计算了碎裂岩体中的开挖问题。

川藏公路北线(即国道317线)新建德格隧道施工中陆续发生了浅埋段塌方冒顶、深埋段岩体冒落事故,本文通过理论分析结合数值模拟、现场测试,就同一座隧道施工中先后发生冒顶和冒落时的应力场、位移场和结构变形、破坏特征进行分析,并提出相应的处治技术。该研究将为正在我国青藏高原加速建设的川藏高速公路和川藏铁路类似工程建设提供参考,具有重要的工程意义。

2 工程概况

德格隧道位于青藏高原东南部,隧道全长2 970 m,按二级公路单洞双向两车道设计,宽 9.0 m,高 5.0 m,设计速度 40 km/h,隧址区海拔标高为 3 268~3 589 m,地形相对高差大于 300 m[11]。隧址区年平均降雨量为 612.2 mm,5~10 月降雨量占全年的 89%。隧道发生冒顶里程位于K399+530位置,该处埋深 35 m,K399+520 ~ K399+560 段地表有浅埋冲沟,冲沟部位覆盖层为Ⅴ级碎石土围岩,主要组成为坡洪积块碎石土,覆盖层强度低,围岩稳定性差,洞身围岩主要为Ⅳ级微风化绢云石英片岩,中—微结晶灰岩,岩体完整性一般,局部为构造破碎带,围岩稳定性差。

修改稿返回日期:2018-08-22
基金项目:国家自然科学基金(U1134208,U1361210);国家重点研发计划(2016YFC0802210-1-1);国家自然科学基金(51578456).
作者简介:严 健(1979-),男,博士,讲师,主要从事高海拔隧道工程技术研究工作,E-mail:sharefuture33@163.com.

隧道发生冒落里程位于K400+230～K400+280段，该段地表有冲沟一处，沟谷位于K400+250位置，埋深180 m。该处冲沟内常年有水流，枯水期流量为0.1~0.2 m^3/s，雨季流量为0.1~0.2 m^3/s。该段围岩级别为Ⅳ级，主要岩性为深灰色绢云石英片岩和薄层结晶灰岩，产状210°∠72°。区域内裂隙发育破碎程度较高，岩体受地质构造影响呈碎块状。地下水以层间水和裂隙水发育为主，以淋雨状出露为主，局部有细股状水。

2013年12月为枯水期，当隧道掌子面掘进至K399+530处时，掌子面拱顶上方出现局部塌方，塌方持续扩大，涌出塌落物为破碎堆积体。在短短6 h内，拱顶处出现4.5 m（长）×4.5 m（宽）×12 m（高）塌腔，地表塌穿，冒顶事故现场见图1(a)。

2015年5月~2015年9月施工期间，K400+249断面进行超前支护后，拱顶发生塌落，伴有松碴及体积大小不一的碎块石从拱顶掉落，最终导致管棚被埋，支护失效，同时在掌子面背后、拱顶处出现10 m（长）×5 m（宽）× 35 m（高）的冒落空腔，见图1(b)。



（a）冒顶地表塌方　　（b）冒落拱顶塌腔

图1　德格隧道冒顶和冒落事故现场

Fig.1　Roof caving and rock falling site in Dege tunnel

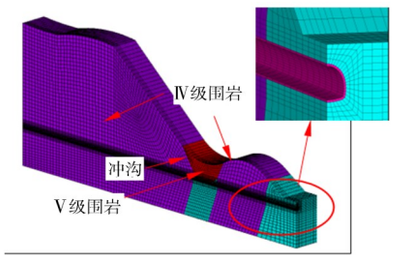
3　隧道冒顶及冒落力学特征分析

利用数值模拟结合现场测试，就德格隧道施工过程中围岩-结构的应力位移场进行研究，从而明确德格隧道冒顶及冒落的力学特征。

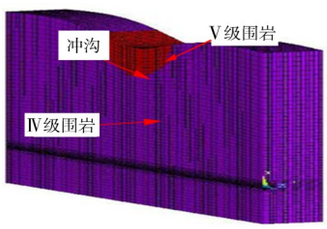
3.1　数值模型

为了探明隧道冒顶和冒落破坏发生时围岩的受力与变形位移特征，采用ANSYS分别就隧道冒顶和冒落破坏区段建立两组三维模型进行数值分析。模型范围分别在K399+375～K399+825和K400+150～K400+450里程内。三维模型横向×竖向×纵向尺寸分别为35 m×（63～202 m）×450 m和35 m×（260～280 m）×300 m。考虑模型边界效应及对称性，模型上边界设为自由边界，按实际地形建立，左边界施加对称约束，下边界和右边界施加法向约束。计算模型如图2所示。

模型中衬砌结构的几何参数根据设计文件取值。模型材料物理力学参数主要根据《公路隧道设计规范》[13]取值。因冒顶发生段冲沟水量小，且在枯水季节，因此不考虑地下水影响，而冒落段因裂隙水和围岩应力共同作用，根据流-固耦合效应[14]，围岩的强度按照无水条件下的70%取值，最终模型材料物理力学参数取值见表1。



（a）冒顶段施工模型



（b）冒落段施工模型

图2　计算模型

Fig.2　Calculation model

表1　模型材料物理力学参数

Table 1　Physical and mechanical parameters of the model materials

材料类型	重度 γ/(kN/m³)	变形模量 E/GPa	泊松比 μ	粘聚力 c/MPa	内摩擦角 φ/(°)
碎石土	18.5	1.5	0.25	0.525	45.5
裂隙绢云石英片岩	21.5	18	0.27	0.45	33
初期支护（C25）	23.0	29.5	0.2	—	—
二次衬砌（C30）	28.5	31.0	0.2	—	—

假定隧道围岩为各向同性材料，模型计算中采用弹塑性本构模型，计算采用Solid45单元模型；围岩及二次衬砌、初期支护锚杆和钢筋网的作用通过提高加固范围内围岩物理力学参数来等效，采用

Shell43单元模拟初期支护混凝土层。

通过Drucker-Prager屈服准则进行非线性静力计算分析。首先,使模型在自重作用下达到平衡,进而将得到的应力场作为初始应力场;其次,根据施工开挖步进行围岩位移场和应力场的后续计算,其中发生冒顶断面(K400+249)和冒落断面(K399+530)的上、下台阶开挖步为Step 30~31。

3.2 冒落及冒顶破坏时围岩位移场特征

K400+249断面和K399+530断面在相同关键施工步时的围岩最大水平和竖向位移分布云图如图3所示,观测点位移随开挖步的动态变化曲线如图4所示。从图中可以看出,K399+590断面拱顶最大沉降290 mm,拱底最大隆起383.8 mm,拱腰最大侧移310 mm,且均位于冲沟底部断面处。K400+249断面拱顶最大沉降20 mm,拱底最大隆起7 mm,在裂隙发育段观测断面的拱顶和拱底位移值出现突然增加现象。

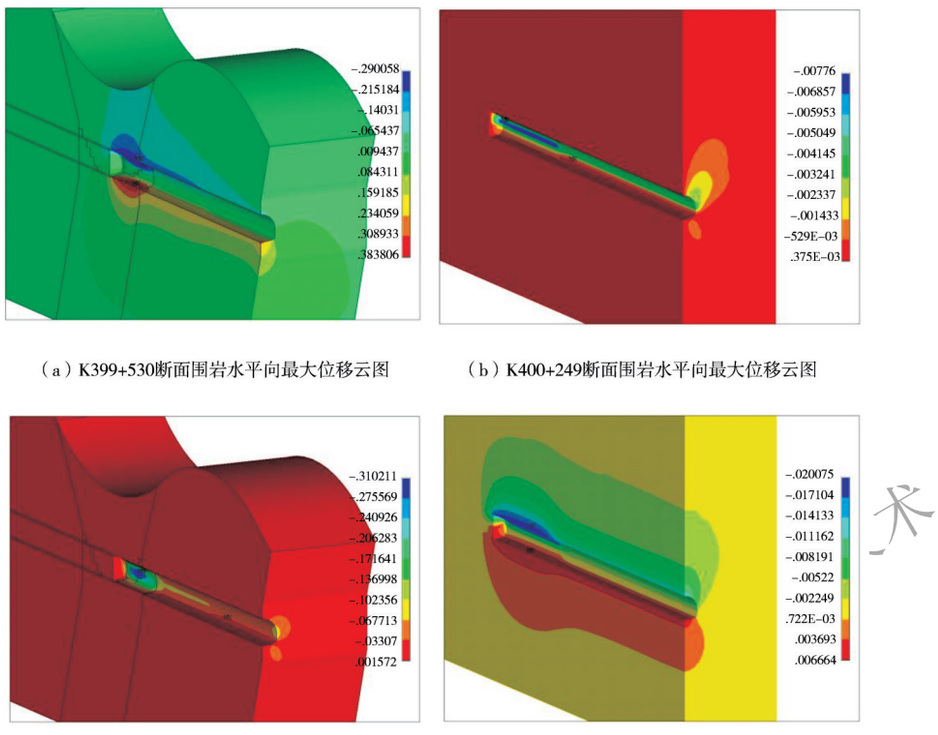
3.3 围岩应力场特征

图5为K400+249断面和K399+530断面围岩最大主应力和最小主应力云图。图中正值代表拉应力,负值代表压应力。

从图5中可以看出,K399+530断面围岩竖向最大应力为0.886 MPa,最小应力为-1.56 MPa;水平方向最大应力为0.588 MPa,最小应力为-0.83 MPa。分析认为,浅埋碎石土段围岩埋深浅,以自重应力场为主的隧道顶部碎石土围岩竖向受力明显,受施工中拱顶松弛围岩出现面向开挖临空面的塑形变形区影响,开挖卸荷使处于松散破碎状态的碎石土体在重力作用下向下塌落,一旦施工支护不及时或者支护强度不足,就会导致拱顶围岩塌落出现冒顶现象。

K400+249断面上下台阶开挖时围岩水平向最大拉、压应力分别为4.04 MPa和-3.25 MPa,开挖结束后围岩竖向最大拉压应力分别为3.27 MPa和-10.1 MPa。由此可见,在深埋段裂隙发育绢云石英片夹薄层结晶灰岩围岩中,因隧道施工扰动引起的围岩应力水平将整体增大,特别是对围岩竖向压应力的影响和对水平方向拉应力的影响更为显著。

根据相关研究成果显示:发生冒落的隧道围岩松弛区的位置和范围取决于竖向覆盖层的竖向应力和水平应力之差[15]。K400+249断面发生冒落破坏时,围岩内竖向应力与水平应力的拉应力差为0.77

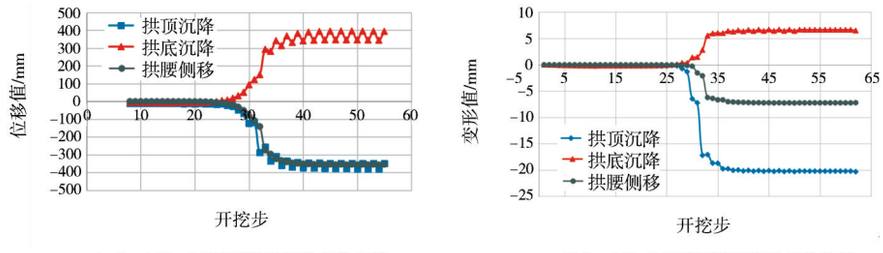


(a) K399+530断面围岩水平向最大位移云图　(b) K400+249断面围岩水平向最大位移云图

(c) K399+530断面围岩竖向最大位移云图　(d) K400+249断面围岩竖向最大水平位移云图

图3 Step 30时围岩最大位移云图(单位:m)

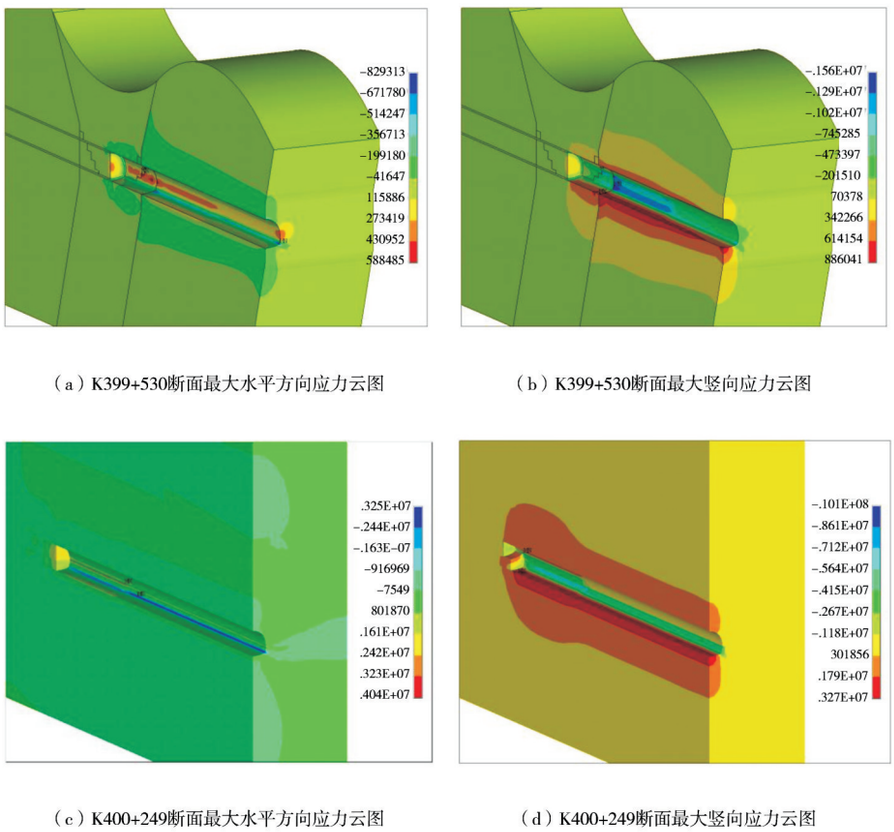
Fig.3 Contour of the max. displacements of the surrounding rocks at Step 30 (Unit: m)



（a）K399+530断面围岩位移变化曲线　（b）K400+249断面围岩位移变化曲线

图4　观测点位移随开挖步的动态变化曲线

Fig.4　Curves of displacements at monitoring points varying with excavation step



（a）K399+530断面最大水平方向应力云图　（b）K399+530断面最大竖向应力云图

（c）K400+249断面最大水平方向应力云图　（d）K400+249断面最大竖向应力云图

图5　Step30时围岩应力云图（单位：Pa）

Fig.5　Contour of surrounding rock stresses at Step 30 (Unit: Pa)

MPa，压应力差为6.85 MPa。分析认为，在深埋裂隙发育绢云石英片岩夹薄层结晶灰岩围岩中，开挖后围岩应力重新调整，使得围岩内部出现较大的竖向与水平方向压应力差，同时该差值超出了水平方向压应力，进而使得隧道拱顶出现应力松弛区，增大了冒落破坏发生的范围和程度。

4　基于现场测试的破坏特征分析

通过现场监控量测进行测试分析，测点布置如图6所示。现对冒落和冒顶发生前相近断面的拱顶下沉、周边收敛（测点布置代表字母*B*）和安装在钢支撑上的钢筋计（测点布置代表字母*G*）量测数据进行分析。

4.1　拱顶结构变形特征

冒落和冒顶发生前隧道拱顶沉降、周边位移最终收敛值如表2所示，对拱顶沉降量和速率进行分析，其时程曲线如图7所示。

从图7中可知，冒顶前隧道拱顶最终沉降值达到31.0 cm，冒顶时，掌子面围岩向隧道内空挤出，并

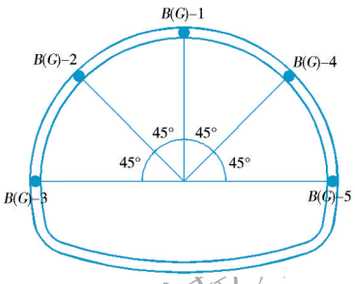
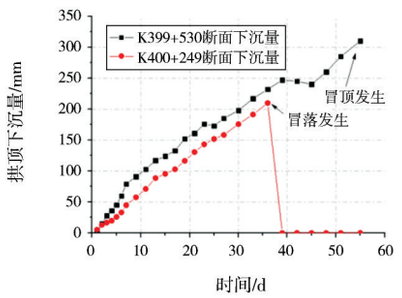
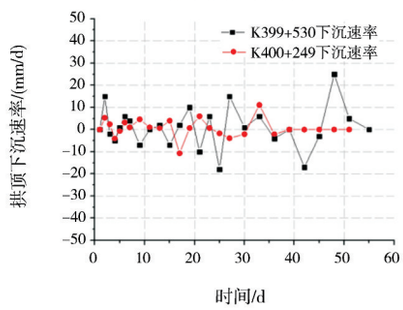


图6 现场监控断面测点布置示意

Fig.6 Schematic diagram of measuring points at the monitoring sections



（a）拱顶累计沉降量



（b）拱顶沉降速率

图7 冒顶/冒落断面拱顶沉降量及沉降速率时程曲线

Fig.7 The time-history curves of crown settlements and settlement rates of the section with roof caving and rock falling

在极短时间内发展为大变形，围岩挤出变形迅速增大且不随时间的推移而收敛，变形速率出现较大的波动。冒落发生前，拱顶最大变形量为20.9 cm，在预留变形量值30 cm的控制范围内。

就隧道围岩监测断面的拱顶沉降速率进行分析可见，冒落发生前隧道拱顶下沉速率起伏较大，随着时间的推移变形急剧增长，冒落突然发生，监测点损坏；而冒顶发生前期拱顶沉降速率变化大，在拱顶冒顶完全塌落之前，变化速率呈大幅度起伏。可见，依据《公路隧道施工技术细则》[16]中对于位移变形速率判定的条件，并不能有效判断冒落灾害的发生，对冒顶的判断依据亦不能单纯依据变形速率进行。

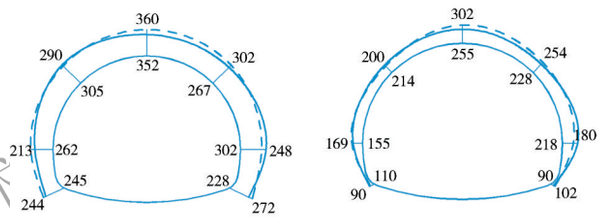
表2 隧道洞周变形位移值

Table 2 The rock deformations around the tunnel

施工方案	拱顶沉降/mm	水平收敛/mm
K399+530	310	150
K400+248	209	56

4.2 钢拱架破坏特征

对发生冒落和冒顶前相应断面钢拱架应力数据进行统计分析，结果如图8所示（图中实线为内翼缘实测应力，虚线为外翼缘应力）。



（a）K400+248断面　　（b）K399+530断面

图8 冒顶/冒落断面钢拱架应力分布（单位：MPa）

Fig.8 Stress distribution of the steel arch of the section with roof caving and rock falling (Unit: MPa)

从图8(a)中可以看出，K400+248断面发生冒落前钢拱架的应力主要为压应力，但应力分布十分不均匀，应力的最大值为360 MPa，主要发生在隧道顶部，边墙和拱脚次之，最小值均大于244 MPa。

从图8(b)中可以看出，K399+530断面发生冒顶前钢拱架整体以受压为主，应力分布较为对称均匀。最大压应力值为302 MPa，位于钢拱架顶部；拱肩部位压应力次之，应力值在267～305 MPa范围内，边墙及拱脚部压应力值较小。

两种情况下钢拱架均发生破坏，现场情况见图9。根据《GB50017-2003钢结构设计规范》[17]规定的Q235钢材的受拉、受压极限强度极限值为375 MPa，监测断面显示的钢拱架的最大应力值在发生冒落时为360 MPa，冒顶时为302 MPa，已接近规范极限值，因而其安全储备不足，有发生屈服破坏或压溃的风险。

4.3 围岩变形破坏特征

冒顶破坏以碎屑流变为主。隧道发生冒顶破坏时，破坏形式主要以掌子面失稳、初期支护大变形、浅埋段地表出现裂缝、进而塌陷为主。塌方多以原本稳定性差的碎石土溜坍形式出现，主要集中在拱顶、左右拱腰部位，少数发生在边墙部位，体现为碎屑流的破坏特性。总体变形以向洞内挤出为主，若



图9 德格隧道钢拱架破坏典型特征

Fig.9 Typical features of steel arch failure of Dege tunnel

考虑雨水的作用，溜坍的碎石土流变性将进一步增强，使得针对隧道冒顶的处治变得更加困难。

冒落破坏发生处，隧道深埋较大，拱顶位置切向拉应力集中，形成扩容现象，使得围岩产生碎裂变形，形成碎裂结构。在上方岩层产生的离层或断裂作用下，围岩连续发生断裂，同时发出较大闷雷声响，呈现板炮现象。

结合现场对支护结构的破坏进行观察可见：德格隧道冒顶破坏来压快，在很短时间内初期支护承压过高，其破坏过程为：出现变形→变形增加迅速→大变形→支护开裂→拱架扭曲→坍塌→冒顶。

冒落破坏发生前，深埋段围岩受开挖爆破影响，围岩应力松弛区不断扩大，产生的应力明显，使得初期支护混凝土破裂、钢拱架扭曲。拱顶出现2～3次连续性冒落后自行稳定，其支护结构破坏过程为：拱顶围岩碎裂变形→支护开裂→板炮→冒落体下落→管棚失效→拱架扭曲。

5 隧道冒顶及冒落破坏处治技术

5.1 限制塑性变形和碎裂变形扩展

认识了围岩的变形、应力和破坏特征，采取适宜的处治技术，可有效控制隧道冒顶及冒落破坏进程。对于松散堆积的碎石土冒顶破坏段，在发现拱顶有碎屑流出后，应立即停止开挖施工，采用喷射混凝土封闭所有工作面。通过临时加固处理，增加围岩径向应力和切向应力，从而减缓围岩塑性变形发展。在爆破施工时减小装药量，采用预裂爆破，加强爆破振动监测，减小碎裂围岩的动力响应，从而防止围岩裂隙扩展，出现冒落体和松动地压。

5.2 锚注支护

实践证明，锚注是控制隧道冒落和冒顶过程中围岩失稳和结构劣化最具显著效果的支护手段。针对冒落和冒顶区域，采用长4.5 m的ϕ42注浆小导管进行注浆，使用1∶1水泥浆或水泥–水玻璃灌浆，一方面可提高围岩完整性，起到堵水、填充缝隙、改善围岩物理力学性能的作用；另一方面还有效地控制了裂隙岩体扩容，进一步加固补强裂隙围岩，并有效地克制了岩石内部松弛作用。

针对冒落区裂隙岩体，采用锚杆交叉斜打的施工方法。陈宗基等[15]认为，锚杆或锚栓是垂直等长施作在隧道洞壁面上，其受力与环向应力垂直，只能对作用在松弛和拉伸区的应力起到很小的作用，却不能有效发挥自身高拉伸强度的特点。因此，在冒落区拱顶和拱腰处打入锚杆时，可采用不等长锚杆，相互交叉，并与岩面斜交打入。利用这一方式，加固了松弛和拉伸区，并更贴近冒落破坏受力特点，节约了材料，使隧道周围形成一个加固圈。

5.3 “强行”联合支护

对于裂隙发育、碎裂变形围岩采用套拱加强、初期支护+二次衬砌强行联合支护的方式进行。

当围岩初步稳定后，由于二次扰动以及地下水进入与围岩发生水岩综合作用，或者原本已经达到受力极限的初期支护结构极易因为地层土压力增大或冒落体下落冲击而失去支护作用，因此，在有发生冒落和冒顶破坏趋势的断面处，可在初期支护稳定前提前加强套拱，并在适当时间快速“强行”施作二次衬砌。

在清碴后，对拱顶上方塌腔钻孔，利用混凝土泵送管浇筑混凝土，泵送管道送入深度为1.5 m，泵送C30混凝土并分多次泵送完成。待混凝土形成拱壳并达到设计强度后，清理下方的冒落体和冒顶塌方体，同时施作套拱，在原有套拱的基础上增设2榀I18工字钢，进一步增强套拱支撑能力。套拱增设完毕后待空腔内混凝土固结无掉落现象后再进行左右边墙处的初期支护结构施工。每循环掘进50 cm，按Ⅴ级围岩加强支护，采用I20b工字钢；锁脚锚杆、纵向连接筋均加密布设。

5.4 加强支护参数

受地勘资料限制，设计采用的支护形式和参数针对性不强，碎石土围岩浅埋隧道洞身位于冲沟底部，围岩难以形成拱效应；加之隧道开挖后围岩形成的冒顶和冒落体量大、发生时间短，未考虑冒落体对结构本身的巨大冲击力等，需要对原设计采用的支护参数进行加强，在采取处置措施时，注意锚注支护体系的配套使用，使支护结构尽早封闭成环，冒顶和冒落区域调整前后的支护参数见表2。

6 结 论

（1）计算和现场测试表明，德格隧道穿越浅埋

表2 处治前后隧道支护体系参数(单位:mm)

Table 2 Parameters of the tunnel support system before and after treatment (Unit:mm)

	超前支护	初期支护					二次衬砌	
		喷混凝土	锚杆(纵×横)	钢筋网	钢架	预留变形	混凝土拱墙	混凝土仰拱
设计变更前	φ108大管棚(15 000);φ42双层小导管(3 500)	250	系统锚杆(3 500@1 000×600)	φ8@20	I22b@800	150	450钢筋混凝土	450钢筋混凝土
							φ20@25(HPB235)	φ20@25(HPB335)
塌方冒顶处治变更后	φ108大管棚(30 000);φ42双层小导管(4 700)	300	中空注浆锚杆(5 000@1 000×500)	φ8@20	I22b@400	300	600钢筋混凝土	600钢筋混凝土
							φ20@25(HPB235)	φ20@25(HPB335)
冒落处治变更后	φ108大管棚(30 000);φ42双层小导管(4 700)	300	中空注浆锚杆(2 000~5 000@1 000×500)	φ8@20	I22b@400	300	600钢筋混凝土 φ20@25(HPB235)	600钢筋混凝土 φ20@25(HPB335)

冲沟坡洪积块碎石土拱顶沉降量受开挖影响显著,拱顶最大沉降290 mm,拱底最大隆起383.8 mm,拱腰最大侧移310 mm,且均位于冲沟底部断面处,而隧道穿越裂隙发育绢云石英片岩段期间,位于冲沟段的K400+249断面发生冒顶时,拱顶最大沉降均远远小于上述值,依据相关规范标准中的位移量和变形速率判据,并不能有效判断冒落灾害的发生。

(2)浅埋碎石土段围岩埋深浅,以自重应力场为主,隧道顶部碎石土围岩受施工影响拱顶松弛围岩出现面向开挖临空面的塑性变形区,深埋裂隙发育绢云石英片岩段围岩开挖后产生应力松弛区。

(3)冒落和冒顶前钢拱架均主要承受压应力,但应力分布区别较大,隧道冒落前的钢拱架压应力分布较冒顶前更加不均匀,两种情况下钢拱架的安全储备均不足,有发生屈服破坏和压溃的趋势。

(4)冒顶发生时拱顶部位碎石土出现塑性变形区,且以碎屑流变为主,而冒落发生时围岩中形成的竖向与水平方向应力差产生扩容现象,以碎裂变形为主,受爆破施工引起的振动作用,顶部围岩裂隙发育加剧。

(5)限制塑性变形和碎裂变形扩展、采用锚注支护体系、实施"强行"联合支护和加强支护参数是防止冒顶和冒落破坏的关键措施。

参考文献

References

[1] 魏龙海, 王明年. 碎石土隧道自稳性的三维离散元分析[J]. 岩土力学, 2008, 29 (7): 1853-1860.
WEI Longhai, WANG Mingnian. Stability Analysis of Gravel Soil Tunnel by Three-dimensional Discrete Element Method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29 (7): 1853-1860.

[2] 周宗青, 李术才, 李利平, 等. 浅埋隧道塌方地质灾害成因及风险控制[J]. 岩土力学, 2013 (5): 1375-1382.
ZHOU Zongqing, LI Shucai, LI Liping, et al. Causes of Geological Hazards and Risk Control of Collapse in Shallow Tunnels[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013 (5): 1375-1382.

[3] 吴东鹏,杨新安. 超浅埋隧道下穿冲沟边坡塌方分析与处治[J]. 岩土力学, 2014 (10): 24-29.
WU Dongpeng, YANG Xin′an. Numerical Analysis and Treatment of Collapsed ShallowTunnel under Gully Side Slope[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014 (10): 24-29.

[4] 王迎超, 尚岳全, 严细水, 等. 降雨作用下浅埋隧道松散围岩塌方机制[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2012 (2): 142-148.
WANG Yingchao, SHANG Yuequan, YAN Xishui, et al. Study on Collapse Mechanism in Loose Wall Rock of Shallow Tunnel under Rainfall[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2012 (2): 142-148.

[5] 缪协兴,陈荣华,浦 海,等. 采场覆岩厚关键层破断与冒落规律分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24 (8): 1290-1293.
MIAO Xiexing, CHEN Ronghua, PU Hai, et al. Analysis of Breakage and Collapse of Thick Key Strata around Coal Face[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24 (8): 1290-1293.

[6] HE M C. Current Condition for Mechanics of Soft Rock in China[M]. The Korean Ins. of Min., Energy Press, 2004.

[7] MARTIN C D, READ R S. AECL's Mine-by Experiment: A Test Tunnel in Brittle Rock[C]// 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Montreal: 1996.

现代隧道技术

[8] CASTRO L A M, MC CREATH D R. Rockmass Damage Initiation around the Sudbury Neutrino Observatory Cavern[C]// 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Montreal: 1996.
[9] T G SITHARAM, G MADHAVI LATHA. Simulation of Excavations in Jointed Rock Masses Using a Practical Equivalent Continuum Approach[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39 (4): 517-525.
[10] SITHARAM T G, SRIDEVI J, SHIMIZU N. Practical Equivalent Continuum Characterization of Jointed Rock Masses [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, 38 (3) 3: 437-448.
[11] 严 健,何 川,陈四来,等. 德格隧道施工过程分析及冒落成因机理[J]. 地下空间与工程学报, 2018, 14 (3): 779-785.
YAN Jian, HE Chuan, CHEN Silai, et al. Formatting Mechanism of Rock Falling and Analysis on Construction Process in Dege Tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2018, 14 (3): 779-785.
[12] 中华人民共和国交通部. 公路隧道设计规范: JTG D70-2004[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Code for Design of Road Tunnel: JTG D70-2004[S]. Beijing: China Communications Press, 2004.
[13] 何满潮,孙晓明. 中国煤矿软岩巷道工程支护设计与施工指南[M]. 北京:科学出版社,2004.
HE Manchao, SUN Xiaoming. Support Design and Construction Guide for Soft Rock Road Way of Coal Mine in China[M]. Beijing: Science Press, 2004.
[14] 刘 建,李 鹏,乔丽萍,等. 砂岩蠕变特性的水物理化学作用效应试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27 (12): 2540-2551.
LIU Jian, LI Peng, QIAO Liping, et al. Experimental Research on Creep Behavior and Mechanism of Sand Stones with Hydro-physicochemical Effects[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27 (12): 2540-2551.
[15] 陈宗基. 根据流变学与地球动力学观点研究新奥法[J]. 岩石力学与工程学报, 1988, 7 (2):97-106.
CHEN Zongji. Study on NATM from the Viewpoint of Rheology and Geodynamics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1988, 7 (2): 97-106.
[16] 中华人民共和国交通运输部. 公路隧道施工技术细则: JTG/T F60-2009[S]. 北京: 人民交通出版社, 2009.
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Technical Guidelines for Construction of Highway Tunnel: JTG/T F60-2009[S]. Beijing: China Communications Press, 2009.
[17] 中华人民共和国建设部. 钢结构设计规范: GB50017-2003[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Code for Design of Steel Structures: GB50017-2003[S]. Beijing: China Planning Press, 2003.

Characteristics of Roof Caving and Rock Falling of the Dege Tunnel and Corresponding Treatment Measures

YAN Jian[1,2] *HE Chuan*[1] *LU Daiyue*[1] *LEI Deming*[2]
(1 Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering of Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031; 2 Civil Engineering School, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031; 3 Sichuan Expressway Construction & Development Group Co., Ltd., Chengdu 615000)

Abstract Roof caving and rock falling occurred during the construction of Dege tunnel on the Sichuan-Tibet highway. The characteristics of displacement and stress of surrounding rock and support were studied by numerical simulation and site test, a thorough analysis was carried out regarding the features and mechanism of roof caving and rock falling occurred at the same tunnel, and some corresponding treatment measures were proposed. The research results show that roof caving was represented by debris flow and rock falling was represented by cracked deformation; plastic zone of crushed stone occurs at tunnel crown in the course of roof caving and dilatancy occurs due to the difference of vertical stress and horizontal stress in the course of rock falling; roof caving is caused by construction disturbance due to poor self-stability of shallow-buried crushed rock mass and rock falling is induced by dead load of rock mass and blasting construction attributed to developed fissure of deep-buried sericite quartz schist. The main corresponding measures include restriction of plastic deformation and cracking development, installation of anchoring and injection support system, implementation of forced composite support and strengthening of the support parameters.

Keywords Sichuan-Tibet highway; Tunnel engineering; Roof caving; Rock falling; Numerical simulation; Field test; Failure characteristics; Treatment measures