

朱亭隧道暗洞山体开裂原因分析及治理措施

杨新兴

(中铁十二局二公司,山西 太原 030000)

摘 要:结合武汉至广州电气化改造工程朱亭隧道实例,针对朱亭隧道施工中出现的洞内围岩及地表变形,从地质构造、地貌、地层岩性以及变形量测等方面综合分析,对山体稳定性及变形原因进行了分析评价,提出了整治工程措施,保证了既有线安全和新建工程的顺利施工。

关键词:隧道;变形分析;处理措施

1 概况

朱亭隧道是国家重点工程京广线武昌至广州段电气化改造工程的控制性工程之一,为双线隧道,全长 889m。全隧地质结构十分复杂,岩层以粉砂质页岩、石英砂岩、条带状板岩为主,穿越四条断层破碎带、不整合接触带,岩层破碎、岩性软弱,加之紧邻既有京广线大动脉,其安全稳定倍受各方关注。

朱亭隧道出口端自 1999 年 4 月开始施工以来,先后出现隧道明洞边仰坡三次失稳坍塌、洞内围岩变形以及洞顶山体地面开裂等病害。比较严重和对工程影响大的是 DK1674+590~+740 段,该段隧道按Ⅲ类围岩施工,初期支护为格栅钢架挂网锚喷。当洞内上导坑开挖到 DK1674+590、二次初砌到 DK1674+640 处时,未作二次衬砌地段的洞内量测收敛值递增,超出规定的正常范围,拱顶下沉最大处达 35.4cm,用肉眼观察不到初期支护开裂,山顶地表出现明显裂缝,裂缝位于 DK1674+610~+675 左侧 34~53m 范围内,标高在 120~125m 之间,成座椅型,缝宽 1~2.5cm,深度最大为 1.5m,已做二次衬砌地段未出现衬砌变形。

由于变形范围紧邻既有线,为确保京广铁路运输大动脉的安全,查明地质背景,分析变形原因,评价山体的稳定性对新建隧道及既有线稳定的影响,采取加固措施,开展了工程地质调查工作。采取的调查手段有:遥感地质:进行 1:25000 航片判释;布置地质钻探,并有针对性地进行地质补充测绘,进一步查明该地质构造和地层岩性;布置了变形观测网,对山体和洞内变形、裂缝的发展进行持续观测,以判明山体和洞身的稳定性。

2 工程地质特征

2.1 地形地貌

新建朱亭隧道位于京广线平山塘至朱亭站之间,濒临湘江东岸。既有线左侧傍山,以半填半挖通过,右侧为湘江一级阶地;朱亭隧道地处剥蚀低山区,相对高差约 100m,自然山坡 25°~45°,植被发育,DK1674+590~+740 段山坡较平顺,山顶较平缓,标高 123m 左右。隧道位于斜坡面下,埋深约 40~48m。

2.2 地层岩性

上覆第四系坡残积粘土层,厚一般为 0.9~2.5m;基岩均为元古界板溪群拉坝组泥质板岩夹粉砂质板岩、钙质板岩,中薄层状(偶见石英脉陡直穿插,宽约 1~3cm),颜色为褐黄色、棕褐色夹浅灰绿色,表层全风化呈棕红色碎石土状,风化层厚度不均,为 4~10m。区内岩层产状较稳定,为 N25°~55°E/SE40°,倾向山体;节理裂隙十分发育,主要有 NE35°E/S87°、N58°W/SW60°、

N85°E/SE88°等,节理裂隙中充填黑褐色氧化薄膜及黑褐色铁锰质物,将岩体切割成碎裂状。钻孔 J-6、8 岩芯大都呈土夹碎石状,挤压片理清晰可见,且局部含有硅化物及碳质物,构造迹象明显,为挤压破碎带产物。

钻孔 J-4 标高 32.11~22.21m 处为挤压破碎带,岩芯为灰褐色、黄褐色、黑褐色等杂色板岩和硅化物等组成的碎石土,密实,碎石粒径 0.5~2cm,并可见清晰的挤压片理化条带,条带颜色有黑褐色、灰白色、褐黄色等杂色。

2.3 地质构造

从区域地质分析,朱亭隧道位于区域朱亭背斜的近核部,一走向北东向区域断层的近旁,褶皱的压性、扭性断裂面十分发育,同时还伴有走向北西的张扭性结构面。直接影响隧道的构造带共有 6 条。变形段山体处于 F1、F5 两条北东向断层及 F4 北东向逆断层之间。F1 为一压性断裂,走向 NE35°,倾角近似垂直。F4 压扭断层,走向 NE85°,倾向 N,倾角约 17°。钻孔 J-1、2、6、8 及 Jz-43、Jz-41 中均揭示挤压破碎带的构造岩,岩芯中存在明显的挤压痕迹,隧道 DK1674+590~+740 大都处于 F1 挤压破碎带的范围或其边缘。

3 洞内围岩变形及地表变形量测

3.1 围岩变形情况

围岩量测按每 5m 一个断面对拱顶、拱脚及墙脚 5 个点进行围岩收敛量测。1999 年 10 月 6 日以后,DK1674+590~+640 段隧道拱顶及拱脚处收敛值开始呈增大趋势,10 月 24 日以前各量测点拱脚下沉量以每天近 3cm 的速度递增,至 11 月 8 日,拱顶下沉量递增最大至 35.4cm、拱脚水平位移增至 20.2cm。对 DK1674+590~+640 段采取锁脚锚杆、工字钢、扇形支撑进行强支护后,部分地段收敛值出现回弹,初期支护局部出现竖向裂缝,缝宽 <1mm,1999 年 12 月初,收敛值趋于正常范围内。

3.2 地面变形情况

在隧道顶地面上共设置了 11 个位移观测点(B1~B11)。从 1999 年 11 月 17 日开始量测到 1999 年 12 月 4 日开始拆除扇形支撑、爆破凿除侵限部分施工这段时间内,地表 11 个位移观测点未发现位移,仅 B4、B5、B6、B7、B8、B9 六个观测点位移于 1999 年 12 月 25 日开始累计增加,但变化很小。山顶裂缝收敛计量测(测量精度为 0.2mm)发现裂缝以每天 <1mm 的速度递增。12 月 27 日观测山顶裂缝,发现原来已经充填的老裂缝重新张开,新裂缝呈树枝状,宽度最大为 5mm,尤其在 2001 年 1 月 3 日开始下雨后,山顶观测点 B4~B9 的横向位移(Y)及竖向位移(H)均

有所加剧,直到 2000 年 1 月 25 日洞内侵限凿除、二次衬砌施工已到 +590 处时,这六个观测点的位移变化曲线才开始趋于水平直至平缓。

各观测点从 1999 年 11 月 17 日至 2000 年 3 月 18 日的最大位移值如表 1 所示,最大位移值的出现时间均在 2000 年 1 月 25 日左右。

表 1 地表观测点最大位移值表

观测点		竖向位移	水平位移
编号	位置	H(mm)	Y(mm)
B1	位于湘江边	0	0
B2	DK1674 + 672 左 70m	0	0
B3	DK1674 + 634 左 33m	5	- 4
B4	DK1674 + 628 左 13m	30	17
B5	DK1674 + 620 左 2m	47	20
B6	DK1674 + 614 右 20m	44	25
B7	DK1674 + 660 右 43m	37	15
B8	DK1674 + 670 右 14m	22	14
B9	DK1674 + 681 左 1m	16	4
B10	DK1674 + 708 左 33m	0	0
B11	DK1674 + 734 左 60m	0	0

3.3 变形特征

从时间上看,洞内围岩变形在前,山体地表开裂在后。洞内拱脚水平位移达到一定值后趋于平缓,而拱顶下沉在大气降水后急剧增大。洞内进行强支护后,洞内变形及洞顶地表变形均停止,洞内恢复凿除施工后,裂缝附近的观测点出现位移,尤其在降雨后,地表 B4 ~ B9 六个观测点的位移加剧。如表 1 所示;各观测点的竖向位移均大于水平位移,山体地表的竖向变形占主导地位。产生变形的观测点分布均在 DK1674 + 600 ~ + 740 左侧山顶裂缝至右侧中心线附近,即 F1 挤压破碎带范围内及其边缘。

4 变形原因

工程地质调查及位移量测结果表明:变形地段山体和 DK1674 + 590 至出口端的隧道洞体即处于挤压破碎带范围内。挤压破碎带岩体软弱、破碎,地表水极易渗入,使其软化、强度降低。该段隧道的物探实测围岩弹性波速为 2600 ~ 4000m/s,属类围岩,施工时按类围岩施工,但由于 F1 挤压破碎带的存在以泥质板岩软弱、破碎、易充水、软化,结构松散,现场采样分析泥质板岩的矿物成分以粘土为主,含少量长石、云母及绿泥石含量极少。膨胀试验表明,自由膨胀率为 12%,膨胀力 102kPa。风化岩样的浸水软化试验:水浸 3d 后,试样完全崩解,说明岩体水理性极差。隧道开挖此种岩体松动(扰动)范围较大,山岩压力也较大,往往形成洞体较大变形,若初期支护不力、不及时、衬砌未紧跟,往往还可因变形加剧造成坍塌。由于隧道施工爆破的震动,使挤压破碎带的松散岩体的缝隙和空隙不断震动挤密,引起体积的调整,形成差异变形、地表出现裂缝。雨水补给渗入和地下水从隧道中的渗出,加剧了此种变形。

1999 年 11 月 4 日洞内采取加强支护后,洞内收敛回弹,山坡观测点无位移,变形停止。在 1999 年 12 月 4 日拆除工字钢及扇形支撑,恢复爆破凿除施工后,岩体再次松动,逐渐波及山顶,致使 B4 ~ B9 等六上观测点再次出现位移,地面裂缝再次张开,

尤其在降雨后,岩体饱水、软化,加速了裂缝及观测点位移的发展,但在完成挤压破碎带范围内的衬砌后,洞内变形已经停止,地面变形受到抑制并趋于稳定。

综合分析表明,洞内围岩及山顶地表变形与围岩软弱、破碎,洞内爆破松动以及雨水的作用密切相关。

5 处理措施

5.1 山顶裂缝处理

对山顶裂缝进行翻挖夯填粘土封闭,宽度 0.5m,深度 1.0m,并设明显观测标志。

5.2 收敛期处理

(1) 在 DK1674 + 590 ~ + 639 段每 0.5m 设置一榀 18 工字钢架,并用 200 号混凝土喷到钢架的上缘,以保证钢架和初期支护的密贴。

(2) 在拱脚,每 0.5m 增设双排锁脚注浆小导管。注浆小导管采用 $\varnothing 42\text{mm}$,长 4m 的热轧无缝钢管,注浆浆液采用水泥—水玻璃。

(3) 在中台阶和上台阶的工字钢架之间采用双层卡口梁,在中导坑的工字钢架底部采用单层卡口梁,卡口梁采用 $\varnothing 150\text{mm}$ 钢管。为加强隧道断面支护,对导坑采用扇形支撑。

(4) 对 DK1674 + 640 ~ + 700 段已施工二次衬砌采取注浆小导管加固措施。注浆小导管采用 $\varnothing 42\text{mm}$,长 4m 的热轧无缝钢管,注浆浆液采用水泥—水玻璃,环向间距 40cm,纵向间距 1m。

5.3 收敛稳定后处理

(1) 对 DK1674 + 590 ~ + 640 段采用小导管注浆超前支护。小导管采用 $\varnothing 42$ 热轧无缝钢管,长 4m,浆液采用水泥浆液,搭接长度 1.5m。

(2) 长锚杆加固方案:

第一步:对既有初期支护采用吉迈 27N 长锚杆进行加固, $L = 4\text{m}$,锚杆端应在设计初期支护限界外实施,每 2m 一根,梅花型布置。

第二步:凿除侵限的初期支护,采用吉迈 27N 长锚杆进行加固, $L = 4\text{m}$,每 2m 一根,梅花型布置。两次吉迈 27N 长锚杆加固形成了 1m 一根梅花型布置。

第三步:实施钢架网喷

(3) 二次模筑衬砌加固方案:在二次模筑衬砌中,拱墙架设 15cm 厚格栅钢架,间距 0.6m/榀,按类围岩衬砌。

(4) 加强监控量测:地质和支护状况观察;周边位移;拱顶下沉;围岩压力及两层支护间压力;钢支撑内力及外力。

在 DK1674 + 590 ~ + 640 段二次衬砌完成后,洞内及山体地表变形均停止,山体地表观测点的位移曲线趋于水平,至今未出现新的变形。

6 结束语

(1) 在古老的软岩地层中修建隧道,围岩类别的确定不能单凭岩性及围岩弹性波速率确定,特别是浅埋隧道,还应结合地质构造特征、节理裂隙发育情况、岩层破碎程度及岩石矿物成分、雨水的补给条件、地下水发育性等因素综合判定。

(2) 地质构造复杂的软岩隧道开挖,当雨水补给丰富时,应短开挖、强支护并及时跟进衬砌,应坚持信息法施工,做好变形量测,对浅埋隧道,必要时建立地表变形监测网,及时掌握洞室及山体变形规律,以便作出相应的处理措施。